TUGAS AKHIR (RC14-1501)

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

MUHAMMAD ROZZAAQ WIJAYA
NRP. 03111440000144

Dosen Pembimbing
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2018

TUGAS AKHIR (RC14-1501)

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

MUHAMMAD ROZZAAQ WIJAYA
NRP. 03111440000144

Dosen Pembimbing
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2018

FINAL PROJECT (RC14-1501)

DESIGN MODIFICATION OF POLITECHNICAL BUILDING SYSTEM OF ELECTRONIC SURABAYA (PENS) USING COMPOSITE STRUCTURE WITH EXCLUSIVE CONFIDENCE FRAMEWORK SYSTEM

MUHAMMAD ROZZAAQ WIJAYA
NRP. 03111440000144

Academic Supervisor
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT
Faculty of Civil, Environtmen and Geo Engineering
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2018

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Struktur
Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:
MUHAMMAD ROZZAAQ WIJAYA
NRP. 03111440000144

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D. .....

SURABAYA, JULI 2018

Halaman Sengaja Dikosongkan…..

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Nama Mahasiswa : Muhammad Rozzaaq Wijaya
NRP : 03111440000144
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Konsultansi : Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.

Abstrak

Bangunan tahan gempa merupakan bangunan *yang dapat bertahan dari keruntuhan akibat getaran gempa, serta memiliki fleksibilitas untuk meredam getaran. Di Indonesia banyak gedung yang masih belum dapat memikul beban gempa. Seecara geografis, posisi Indonesia yang berada di atas lingkaran cincin api atau jejeran gunung berapi, sehingga rawan terjadi gempa. Penggunaan sistem struktur baja beton komposit dapat dijadikan alternatif untuk perencanaan gedung bertingkat tahan gempa.*

Sistem Rangka Pengaku Eksentris (SRPE) memiliki kekakuan dan kekuatan yang baik. Kelebihan SRPE ini terletak pada balok link yang berperilaku sebagai sekering yang dapat mendisipasi energi akibat gempa. Kinerja dari balok link dapat maksimal jika elemen-elemen di luar dari balok link direncanakan lebih kuat. Konsep perencanaan SRPE yang berdasarkan keseimbangan mekanisme kelelehan akan mencegah terjadinya cara keruntuhan yang tidak diinginkan yaitu elemen-elemen struktur tidak mengalami penurunan kekakuan dan kekuatan saat struktur menerima pembebanan lateral.

Dengan demikian tujuan dari Tugas Akhir ini adalah merencanakan ulang atau memodifikasi PENS menjadi struktur baja komposit dengan sistem rangka pengaku eksentris agar meningkatkan kinerja bangunan tahan gempa. Dari modifikasi gedung PENS ini diharapkan nantinya memiliki daktilitas tinggi yang dapat menahan gaya lateral pada saat terjadi gempa.

Dalam tugas akhir ini gedung PENS menggunakan kolom CFT dengan SRPE konfigurasi inverted V yang memiliki ketinggian 12 lantai dengan 1 basement. Seluruh perencanaan telah mengacu pada SNI 1729:2015, SNI 03-1729-2002, SNI 1726:2012, SNI 2847:2013, dan SNI 1727:2013.

Dari hasil analisa struktur tugas akhir ini dibagi menjadi tower A dan B sehingga digunakan tower B sebagai contoh perhituungan. Tebal plat floor deck 9 cm, dimensi balok induk WF 600x300x12x17, panjang elemen link 100 cm, dimensi bracing WF 300x300x11x17, dimensi kolom CFT 700x700x28. Perencanaan struktur bangunan bawah menggunakan dinding penahan tanah dan menggunakan tiang pancang beton diameter 60 cm dengan kedalaman 28,2 m. Kolom basement direncanakan dengan dimensi 100/100 cm dan dimensi sloof 40/60 cm.

Kata kunci: Baja, Komposit, Link, Sistem Rangka Pengaku Eksentris

DESIGN MODIFICATION OF POLITECHNICAL BUILDING SYSTEM OF ELECTRONIC SURABAYA (PENS) USING COMPOSITE STRUCTURE WITH EXCLUSIVE CONFIDENCE FRAMEWORK SYSTEM

Student Name	**: Muhammad Rozzaaq Wijaya**
NRP	**: 03111440000144**
Jurusan	**: Civil Engineering FTSLK-ITS**
Dosen Konsultansi	**: Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.**

Abstract

Earthquake resistant building is a building that can survive the collapse due to earthquake vibration, and has the flexibility to dampen vibration. In Indonesia many buildings are still not able to bear the burden of the earthquake. Geographically, the position of Indonesia which is above the ring of fire ring or jejeran volcano, so prone to earthquake. The use of concrete composite steel structure system can be an alternative for planning of earthquake resistant building.

The Empowerment Configuration Frame System (SRPE) has good rigidity and strength. The advantages of this SRPE lies in the link beam that behaves as a fuse that can dissipate the energy caused by the earthquake. The performance of the link beam can be maximized if the outside elements of the link beam are planned more strongly. SRPE planning concepts based on the balance of melamine mechanisms will prevent undesirable undesirable means that the structural elements do not decrease stiffness and strength when the structure receives lateral loading.

Thus the purpose of this Final Project is to re-plan or modify the EEP into a composite steel structure with eccentric stiffening system to improve the performance of earthquake resistant buildings. From the modification of EEPIS building is

expected to have high ductility that can withstand lateral forces in the event of an earthquake.

In this final project PENS building using CFT column with SRPE inverted V configuration which has 12 floor height with 1 basement. All planning has been referred to SNI 1729: 2015, SNI 03-1729-2002, SNI 1726: 2012, SNI 2847: 2013, and SNI 1727: 2013.

From the results of this final task structure analysis is divided into tower A and B so that tower B is used as an example of the occurrence. Thick plate floor deck 9 cm, WF 600x300x12x17 mainline dimension, 100 cm link element length, WF 300x300x11x17 bracing dimension, 700x700x28 CFT column dimension. Planning of the lower structure uses a retaining wall and uses a 60 cm diameter concrete pile with a depth of 28.2 m. The basement column is planned with dimensions of 100/100 cm and dimensions of sloof 40/60 cm.

Keywords: Steel, Composite, Link, Frame Stake System Eccentric

KATA PENGANTAR

Segala puji bagi Allah SWT atas segala kenikmatan sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan judul "Modifikasi Perencanaan Gedung Politeknik Elektronika Negeri Surabaya (PENS) Menggunakan Struktur Komposit Dengan Sistem Rangka Pengaku Eksentris".

Pada perencanaan ini diuraikan perihal struktur sekunder, yaitu balok anak, pelat, dan tangga, dan struktur primer, yaitu balok, kolom, *link*, dan pengaku. Penulis menyadari dalam pembuatan Tugas Akhir ini masih terdapat kekurangan, maka dari itu kritik dan saran yang membangun sangat diharapkan demi kesempurnaan dalam pembuatan laporan.

Akhir kata, penulis ingin mengucapkan terima kasih kepada:

1. Allah SWT yang selalu memberi kelancaran
2. Orang tua yang selalu mendoakan dari awal sampai akhir
3. Bapak Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D selaku dosen konsultasi Tugas Akhir
4. Anindya Permanasari, Saocy Vidya, Viena Ananda, dan Nindyonawi Pradipto yang selalu sabar dalam membantu dan mengajari selama 4 tahun perkuliahan
5. Keluarga PBI
6. Keluarga BNI Mulyosari.

Diharapkan Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat baik bagi penulis sendiri maupun orang lain.

Surabaya, 23 Juli 2018

(Penulis)

Halaman Sengaja Dikosongkan…..

DAFTAR ISI

ABSTRAK xii
KATA PENGANTAR xv
DAFTAR ISI xvii
DAFTAR TABEL xxii
DAFTAR GAMBAR xxv
BAB I PENDAHULUAN 1
1.1 Latar Belakang 1
1.2 Rumusan Masalah 2
1.2.1 Permasalahan Utama 2
1.2.2 Rincian Permasalahan 2
1.3 Tujuan 3
1.3.1 Tujuan Utama 3
1.3.2 Detail Tujuan 3
1.4 Batasan Masalah 3
1.5 Manfaat 3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA 5
2.1 Umum 5
2.2. Struktur Komposit 5
2.2.1 Balok Komposit 6
2.2.2 Kolom Komposit 7
2.3 Aksi Komposit 8
2.4 Struktur Rangka Berpengaku Eksentris 9
2.4.1 Perilaku link beam 10

2.5 Pondasi 13
BAB III METEDOLOGI 17
3.1 Umum 17
3.2. Bagan Alir Perencanaan 17
3.3 Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir 19
3.3.1 Pengumpulan data 19
3.3.2 Studi literatur 19
3.3.3 Prelimiary design 19
3.3.4 Perhitungan Beban Struktur 20
3.3.5 Permodelan struktur 36
3.3.6 Kontrol perencanaan struktur primer 36
3.3.7 Perencanaan *Basement* 57
3.3.8 Perhitungan struktur bawah 59
3.3.9 Penggambaran teknik 64
BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN 65
4.1 Preliminary Desain 65
4.1.1 Perencanaan Dimensi Balok Induk Beton 65
4.1.2 Perencanaan Dimensi Balok Anak Beton 65
4.1.3 Perencanaan Dimensi Tebal Pelat Beton 66
4.1.4 Perencanaan Dimensi Kolom *Basement* 67
4.1.5 Perencanaan Dimensi Shearwall *Basement* 69
4.2 Struktur Sekunder 69
4.2.1 Perencanaan Pelat 69
4.2.2 Perencanaan Balok Anak 76
4.2.3 Perencanaan Balok *Lift* 90

4.2.4 Perencanaan Tangga 95
4.3 Permodelan Struktur 123
4.3.1 Penjelasan Umum 123
4.3.2 Pembebanan Struktur Utama 125
4.3.3 Pembebanan Gempa Dinamis 128
4.3.4 Kombinasi Pembebanan 130
4.3.5 Kontrol Desain 131
4.4 Perencanaan Struktur Primer 146
4.4.1 Perencanaan Link 146
4.4.2 Balok Luar Link 155
4.4.3 Perencanaan Bresing 162
4.4.4 Perencanaan Balok Induk 167
4.4.5 Perencanaan Kolom 194
4.5 Perencanaan Sambungan 199
4.5.1 Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak 199
4.5.2 Sambungan Balok Tangga 205
4.5.3 Sambungan *Bresing* 208
4.5.4 Sambungan Balok Induk dengan Kolom 217
4.5.5 Sambungan Antar Kolom 229
4.5.6 Sambungan Kolom dengan *Base Plate* 232
4.6 Perencanaan Struktur Bawah 240
4.6.1 Perencanaan *Basement* 240
4.6.2 Perencanaan Pondasi 256
4.6.3 Perencanaan Poer Pada Kolom 268
4.6.4 Penulangan Poer 272

4.6.5 Perencanaan Kolom Beton 280
4.6.6 Perencanaan Sloof Pondasi..... 286
BAB V PENUTUP..... 291
DAFTAR PUSTAKA 295
LAMPIRAN..... 297

Halaman Sengaja Dikosongkan…..

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Klasifikasi Jarak Pengaku Badan Antara (*intermediate stiffener*) 12
Tabel 3.1 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Struktur Lainnya untuk Beban Gempa 22
Tabel 3. 2 Faktor Keutamaan Gempa 25
Tabel 3. 3 Klasifikasi Situs 26
Tabel 3. 4 Koefisien Situs Fa 28
Tabel 3. 5 Koefisien Situs Fv 28
Tabel 3.6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda Pendek ... 29
Tabel 3.7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda 1 Detik ... 29
Tabel 3.8 Faktor R, Cd dan Ω0 Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa 30
Tabel 3.9 Nilai Koefisien Waktu Getar Perkiraan C_t Dan x 31
Tabel 3.10 Koefisien Untuk Batas Atas Periode Hasil Perhitungan 31
Tabel 4.1 Beban Mati Keseluruhan Bangunan 68
Tabel 4.2 Beban Hidup Keseluruhan Bangunan 68
Tabel 4.3 Rekapitulasi Penulangan Pelat 76
Tabel 4.4 Rekapitulasi Balok Anak Atap 81
Tabel 4.5 Rekapitulasi Balok Anak Lantai 85
Tabel 4.6 Perhitungan N Rata-Rata 127
Tabel 4.7 Parameter Gempa Surabaya untuk Situs D . 129
Tabel 4.9 Berat Dead Tower A 133
Tabel 4.10 Berat Live Tower A 133
Tabel 4.11 Berat Super Dead Tower B 133
Tabel 4.12 Berat Dead Tower B 134
Tabel 4.13 Berat Live Tower B 134

Tabel 4.14 Partisipasi Massa Bangunan Tower A..... 135
Tabel 4.15 Partisipasi Massa Bangunan Tower B..... 137
Tabel 4.15 Gaya Geser Dasar Beban Gempa 139
Tabel 4.16 Gaya Geser Dasar Beban Gempa 141
Tabel 4.17 Kontrol *drift* Gempa X join 15 Tower A... 142
Tabel 4.18 Kontrol *drift* Gempa Y join 15 Tower A... 143
Tabel 4.19 Kontrol *drift* Gempa X join 29 Tower B... 143
Tabel 4.20 Kontrol *drift* Gempa Y join 29 Tower B... 144
Tabel 4.21 Reaksi Perletakan dan Presentase Kontrol Gaya Geser Tower A 144
Tabel 4.22 Reaksi Perletakan dan Presentase Kontrol Gaya Geser Tower B 145
Tabel 4.17 Rekapitulasi Profil Link Memanjang 150
Tabel 4.18 Rekapitulasi Profil Link Melintang..... 154
Tabel 4.19 Rekapitulasi Profil Balok Diluar Link Memanjang..... 158
Tabel 4.20 Rekapitulasi Profil Balok Diluar Link Memanjang..... 162
Tabel 4.21 Rekapitulasi Profil Bresing Memanjang ... 164
Tabel 4.22 Rekapitulasi Profil Bresing..... 166
Tabel 4.23 Rekapitulasi Profil Balok Induk Memanjang 176
Tabel 4.23 Rekapitulasi Profil Balok Induk Melintang186
Tabel 4.24 Rekapitulasi Tulangan Balok Induk Beton 193
Tabel 4.25 Rekapitulasi Profil Kolom..... 198
Tabel 4.27 Data Tanah..... 241
Tabel 4.28 Perhitungan Tekanan Tanah Aktif..... 242
Tabel 4.29 Perhitungan Tekanan Tanah Pasif 242
Tabel 4.30 Perhitungan Momen Tanah Aktif..... 243
Tabel 4.31 Perhitungan Momen Tanah Pasif 244
Tabel 4.32 Rekapitulasi Pelat Dasar Basement..... 250

Tabel 4.33 Tabel Rekapitulasi Dinding Geser..... 251
Tabel 4.34 Rekapitulasi Tebal Dinding Shear Wall 255
Tabel 4.35 Daya Dukung Tanah Kedalaman 4,2 – 15,6 259
Tabel 4.36 Daya Dukung Tanah Kedalaman 16,2 – 30 260
Tabel 4.37 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 1 261
Tabel 4.38 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 2 262
Tabel 4.39 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 1 264
Tabel 4.40 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 2 265
Tabel 4.41 Rekapitulasi Kontrol terhadap Gaya Momen Tipe 1..... 266
Tabel 4.42 Rekapitulasi Kontrol terhadap Gaya Momen Tipe 2..... 266
Tabel 4.43 Rekapitulasi Dimensi Kolom 286
Tabel 4.44 Plat Atap Floor Deck..... 291
Tabel 4.45 Plat Lantai Floor Deck..... 291
Tabel 4.46 Plat Beton Floor Deck 291
Tabel 4.47 Balok Anak Beton 292
Tabel 4.48 Balok Anak Atap 292
Tabel 4.49 Balok Anak Lantai..... 292
Tabel 4.50 Tangga 293

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Balok Komposit Dengan Penghubung Geser 6
Gambar 2.2 Balok Baja Yang Diselubung Beton..... 7
Gambar 2.3 Kolom Komposit Diberi Selubung Beton.... 7
Gambar 2.4 Kolom Komposit Dari Penampang Baja Berongga..... 8
Gambar 2.5 Perbandingan Lendutan Balok Dengan Dan Tanpa Aksi Komposit..... 9
Gambar 2.6 Konfigurasi Sistem Portal Berpengaku Eksentris 10
Gambar 2.7 Jenis Pondasi Dangkal 15
Gambar 3.1 Bagan Alir Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir..... 18
Gambar 3.1 Koefisien Risiko Terpetakan, Perioda Respon Spektral 0.2 Detik..... 25
Gambar 3.2 Koefisien Risiko Terpetakan, Perioda Respon Spektral 1 Detik..... 26
Gambar 3.3 Ketentuan Penggambaran Grafik Respon Spektrum..... 34
Gambar 3.5 Potongan Balok dengan Penghubung Geser Stud..... 48
Gambar 3.6 Potongan Balok dengan Penghubung Geser Baja Kanal 49
..... 56
Gambar 3.7 Penampang *Baseplate*..... 56
Gambar 3.8 Tekanan aktif pasif tanah..... 58
Gambar 3.10 Penampang Kritis Pada Pondasi 62
Gambar 4.1 Pelat Atap yang Direncanakan..... 70
Gambar 4.2 Pelat Lantai yang Direncanakan 71
Gambar 4.3 Pelat Lantai 1 yang Direncanakan 73

Gambar 4.4 Balok Anak Lantai Atap 77
Gambar 4.5 Diagram Momen Balok Anak..... 79
Gambar 4.7 Diagram Momen Balok Anak..... 84
Gambar 4.8 Balok Anak yang Direncanakan 86
Gambar 4.9 Denah *Lift* 90
Gambar 4.10 Potongan Melintang *Lift* 91
Gambar 4.11 Model Pembebanan Balok Penggantung *Lift* 92
Gambar 4.12 Diagram Momen Balok Penggantung *Lift*94
Gambar 4.13 Denah Tangga..... 97
Gambar 4.14 Potongan Memanjang Tangga 98
Gambar 4.15 Pelat Anak Tangga..... 99
Gambar 4.16 Potongan Melintang Penyangga Plat Injak 101
Gambar 4.17 Pelat Bordes dan Pembagian Balok Bordes 104
Gambar 4.18 Balok Bordes Tangga A..... 106
Gambar 4.19 Balok Bordes Tangga B..... 110
Gambar 4.20 Pembebanan pada Balok Utama Tangga 114
Gambar 4.21 Bidang Momen 116
Gambar 4.22 Bidang Geser 117
Gambar 4.23 Bidang Normal..... 118
Gambar 4.24 Kontrol Lendutan..... 120
Gambar 4.25 Pembebanan Balok Penumpu Tangga ... 121
Gambar 4.26 Struktur 3D Gedung PENS Tower A..... 124
Gambar 4.27 Struktur 3D Gedung PENS Tower B..... 125
Gambar 4.28 Grafik Spektral Percepatan Gempa Jogja 130
Gambar 4.29 Link memanjang yang ditinjau 146
Gambar 4.30 Gaya Dalam Link Arah Memanjang..... 147
Gambar 4.31 Jarak Pengaku Link Memanjang 149

Gambar 4.32 Link melintang yang ditinjau 150
Gambar 4.33 Gaya Dalam Link Arah Melintang 151
Gambar 4.34 Jarak Pengaku Link Melintang 154
Gambar 4.35 Balok Luar Link Memanjang yang Ditinjau 155
Gambar 4.36 Gaya Dalam Balok Luar Link Memanjang 156
Gambar 4.36 Balok Luar Link Memanjang yang ditinjau 159
Gambar 4.37 Gaya Dalam Balok Luar Link Memanjang 160
Gambar 4.38 Balok Induk Memanjang yang ditinjau . 167
Gambar 4.39 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Sebelum Komposit 168
Gambar 4.40 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Setelah Komposit..... 170
Gambar 4.41 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif Balok Induk Memanjang (Beton)..... 172
Gambar 4.42 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif Balok Induk Memanjang 174
Gambar 4.43 Shear Connector Balok Memanjang..... 175
Gambar 4.44 Balok Induk Memanjang yang ditinjau . 176
Gambar 4.45 Gaya Dalam Balok Induk Melintang Sebelum Komposit 177
Gambar 4.46 Gaya Dalam Balok Induk Melintang Setelah Komposit 180
Gambar 4.47 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif Balok Induk Memanjang (Sayap) 182
Gambar 4.48 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif Balok Induk Memanjang (Badan) 184
Gambar 4.49 Shear Connector Balok Melintang..... 185

Gambar 4.50 Gaya Dalam Balok Induk Beton Bertulang 187
Gambar 4.51 Kolom yang Ditinjau 194
Gambar 4.52 Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk 199
Gambar 4.53 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk 201
..... 202
Gambar 4.54Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk 202
Gambar 4.55 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk..... 204
Gambar 4.56 Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga 205
Gambar 4.57 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom 206
Gambar 4.58 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom 207
Gambar 4.59 Sambungan Bresing dengan Balok Link 209
Gambar 4.60 Sambungan Bresing dengan Balok dan Kolom 209
Gambar 4.61 Detail Pelat Siku Sambungan Sayap Balok 212
Gambar 4.62 Detail Pelat Sambungan Badan Balok ... 214
Gambar 4.63 Tampak Atas Sambungan Balok Induk dengan Kolom..... 217
Gambar 4.64 Tampak Samping Sambungan Balok Induk dengan Kolom..... 218
Gambar 4.65 Detail Pelat Sambungan Badan Balok Induk 220

Gambar 4.66 Detail Sambungan Diaphragm Plat dengan Sayap Balok 223
Gambar 4.67 Detail Pelat Sambungan Badan Balok Induk 225
Gambar 4.66 Sambungan Antar Kolom Tampak Samping 229
Gambar 4.67 Sambungan Antar Kolom Tampak Atas 230
Gambar 4.68 Tampak Samping *Base Plate* 232
Gambar 4.69 Tampak Atas *Base Plate* 233
Gambar 4.70 Arah Beban Sumbu X Pada Base Plate . 235
Gambar 4.71 Arah Beban Sumbu Y Pada Base Plate . 236
Gambar 4.72 Denah Dinding Penahan Tanah 240
..... 241
Gambar 4.73 Tampak Samping Dinding Penahan Tanah 241
Gambar 4.74 Sketsa Beban Dinding Penahan Tanah .. 244
Tabel 4.32 Perhitungan Momen Dinding Penahan Tanah 245
Gambar 4.74 Dinding Geser yang Ditinjau 251
..... 255
Gambar 4.75 Penulangan Shear Wall 255
Gambar 4.75 Denah Pondasi 256
Gambar 4.76 Pondasi Tiang Pancang Tipe 1 261
Gambar 4.77 Pondasi Tiang Pancang Tipe 2 262
Gambar 4.78 Diagram Gaya Lateral Tiang 267
Gambar 4.79 Area Kritis Geser Akibat Kolom 269
..... 271
Gambar 4.80 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang 271
Gambar 4.81 Pembebanan Poer Kolom Tipe 1 273
Gambar 4.82 Pembebanan Poer Kolom Tipe 1 274

Gambar 4.83 Pembebanan Poer Kolom Tipe 2 276
Gambar 4.84 Pembebanan Poer Kolom Tipe 2 278
Gambar 4.85 Bidang Momen Arah Y Kondisi 1..... 279
Gambar 4.86 Bidang Momen Arah Y Kondisi 2..... 279
Gambar 4.87 Diagram Interaksi Kolom 100/100 281
Gambar 4.88 Hasil Penulangan Pcacol..... 282
Gambar 4.89 Penulangan Kolom..... 286
Gambar 4.89 Diagram Interaksi Sloof..... 288
Gambar 4.90 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn... 288
Gambar 4.91 Penulangan Sloof 290

Halaman Sengaja Dikosongkan…..

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Bangunan tahan gempa merupakan bangunan yang dapat bertahan dari keruntuhan akibat getaran gempa, serta memiliki fleksibilitas untuk meredam getaran. Bangunan tahan gempa ini cocok digunakan di Indonesia karena Indonesia merupakan negara yang memiliki gunung aktif terbanyak di dunia. Secara geografis, posisi Indonesia yang berada di atas lingkaran cincin api atau jejeran gunung berapi. Namun, dengan 130 gunung berapi aktif ada di Indonesia, Indonesia juga menjadi wilayah rawan, terutama bagi populasi yang tinggal di daerah terdampak kala gunung api meletus. Salah satu daerah yang memiliki kekuatan gempa tertinggi berada di Daerah Istimewa Yogyakarta. Dan pada 27 Mei 2006 kota Bantul mengalami gempa hebat yang memiliki kekuatan 5.9 SR.

Akibat gempa tersebut banyak rumah dan gedung perkantoran yang rubuh. Dan provinsi D.I.Y. dirasa belum memiliki bangunan tahan gempa yang dapat memikul beban yang sangat tinggi. Terlepas dari kerugian materi karena kegagalan struktur, keselamatan jiwa dianggap lebih penting.

Sistem Rangka Pengaku Eksentris (SRPE) memiliki kekakuan dan kekuatan yang baik. Kelebihan SRPE ini terletak pada balok link yang berperilaku sebagai sekering yang dapat mendisipasi energi akibat gempa. Kinerja dari balok link dapat maksimal jika elemen-elemen di luar dari balok link direncanakan lebih kuat. Konsep perencanaan SRPE yang berdasarkan keseimbangan mekanisme kelelehan akan mencegah terjadinya cara keruntuhan yang tidak diinginkan yaitu elemen-elemen struktur tidak mengalami penurunan kekakuan dan kekuatan saat struktur menerima pembebanan lateral.

Sebagai bahan studi perencanaan, akan dilakukan modifikasi pada struktur gedung Politeknik Elektronika Negeri Surabaya (PENS). Gedung PENS berada di kota Surabaya yang didesain

menggunakan beton bertulang akan dimodifikasi berada di kota Yogyakarta dengan menggunakan sistem rangka pengaku eksentris. Modifikasi ini direncanakan karena diharapkan gedung-gedung tinggi di Yogyakarta sanggup memikul beban-beban yang terjadi baik gravitasi ataupun lateral (gempa) di wilayah yang memiliki resiko gempa tinggi.

Dengan demikian tujuan dari Tugas Akhir ini adalah merencanakan ulang atau memodifikasi PENS menjadi struktur baja komposit dengan sistem rangka pengaku eksentris agar meningkatkan kinerja bangunan tahan gempa. Dari modifikasi gedung PENS ini diharapkan nantinya memiliki daktilitas tinggi yang dapat menahan gaya lateral pada saat terjadi gempa di Yogyakarta.

1.2 Rumusan Masalah

1.2.1 Permasalahan Utama

Bagaimana merencanakan modifikasi gedung Politeknik Elektronika Negeri Surabaya dengan menggunakan struktur baja komposit dengan sistem rangka pengaku eksentris?

1.2.2 Rincian Permasalahan

1. Bagaimana menentukan *preliminary design* pada elemen struktur?
2. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat lantai, balok anak dan tangga?
3. Bagaimana memodelkan dan menganalisis struktur dengan menggunakan program bantu SAP 2000?
4. Bagaimana merencanakan bresing eksentris dan *link*?
5. Bagaimana merencanakan struktur utama yang meliputi balok induk dan kolom?
6. Bagaimana merencanakan sambungan struktur?
7. Bagaimana merencanakan pondasi sesuai dengan beban dan kondisi tanah yang ada?
8. Bagaimana mengilustrasikan hasil perencanaan struktur dalam gambar teknik?

1.3 Tujuan

1.3.1 Tujuan Utama

Tujuan utama dari tugas akhir ini adalah agar mampu merencakanakan gedung Politeknik Elektronika Negeri Surabaya menggunakan struktur baja komposit dengan sistem rangka pengaku eksentris

1.3.2 Detail Tujuan

1. Menentukan *preliminary design* penampang struktur
2. Merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat lantai, balok anak, dan tangga
3. Memodelkan dan menganalisis struktur dengan program bantu SAP 2000
4. Merencanakan bresing eksentris dan *link*
5. Merencanakan struktur utama yang meliputi balok induk dan kolom
6. Merencanakan sambungan pada struktur
7. Mengilustrasikan hasil perencanaan struktur dalam gambar teknik.

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah dalam penyusunan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Tidak meninjau aspek kelayakan finansial
2. Tidak meninjau metode pelaksanaan proyek
3. Tidak meninjau perencanaan MEP
4. Tidak meninjau sanitasi air bersih dan air kotor.

1.5 Manfaat

Manfaat yang didapat dari perencanaan ini adalah:

1. Menambah pengetahuan tentang ketekniksipilan dan mengaplikasikan teori yang diperoleh selama masa perkuliahan
2. Memberikan pertimbangan terhadap dunia teknik sipil dalam perencanaan sistem rangka pengaku eksentris

Halaman Sengaja Dikosongkan…..

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Struktur baja komposit merupakan struktur yang terdiri dari dua material atau lebih dengan sifat bahan yang berbeda dan membentuk satu kesatuan sehingga menghasilkan sifat gabungan yang lebih baik. Umumnya srtuktur komposit berupa, kolom baja terbungkus beton atau balok baja terbungkus beton, kolom baja berisi beton atau tiang pancang, balok baja yang menahan slab beton.

Perencanaan komposit mengasumsi bahwa baja dan beton bekerja sama dalam memikul beban yang bekerja, sehingga akan menghasilkan desain profil atau elemen yang lebih ekonomis. Dismping itu struktur komposit juga mempunyai beberapa kelebihan, diantaranya adalah lebih kuat (*stronger*) dan lebih kaku (*stiffer*) dari pada struktur non-komposit.

Sistem SRPE merupakan bresing yang dirasa sangat cocok untuk daerah rawan gempa. Kelelehan rangka tipe ini terjadi dengan terbentuknya plastifikasi elemen link, dan elemen lain di luar link seperti balok, kolom dan bracing tetap dalam kondisi elastik. Elemen link adalah balok pendek dan merupakan bagian dari balok, yang sengaja dilemahkan untuk menyerap energi gempa. Elemen link berfungsi sebagai sekering, sehingga jika terjadi beban gempa besar, elemen link akan memutuskannya dengan proses plastifikasi.

2.2. Struktur Komposit

Komponen komposit didefinisikan sebagai suatu elemen yang terdiri dari dua jenis bahan atau lebih membentuk suatu elemen tunggal untuk memikul beban yang bekerja. Komponen komposit dapat berupa profil tunggal (*rolled*) atau profil susun (*built up*) baik yang diisi dengan beton (*infilled concrete*), dibalut dengan beton bertulang (encased by *reinforced concrete*) maupun dihubungkan dengan pelat beton bertulang. Sistem struktur komposit terbentuk

dengan adanya interaksi antara komponen-komponen struktur baja dan beton yang masing-masing karakteristik dasar materialnya dimanfaatkan secara optimal. (Gunnar, 2010)

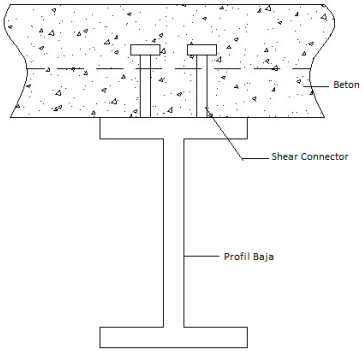
2.2.1 Balok Komposit

Balok yang berguna untuk menyangga lantai yang terletak di atas. Selain itu, balok juga dapat berperan sebagai penyalur momen menuju ke bagian kolom bangunan.

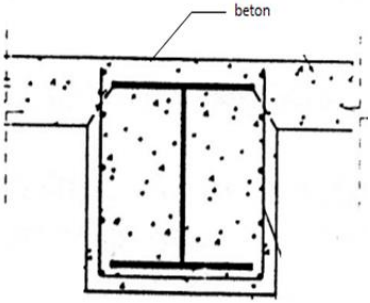
a. Tipe – Tipe Balok Komposit

Balok komposit memiliki 2 tipe diantarnya:

a. Balok komposit dengan penghubung geser (Gambar 2.1)
b. Balok baja yang diselubung beton (Gambar 2.2)



Gambar 2.1 Balok Komposit Dengan Penghubung Geser
(Sumber : Isdarmanu, Marwan,2006)



Gambar 2.2 Balok Baja Yang Diselubung Beton
(Sumber : Isdarmanu, Marwan,2006)

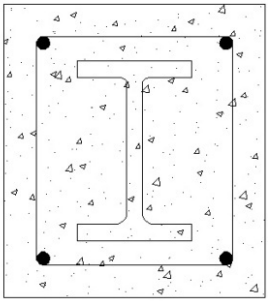
2.2.2 Kolom Komposit

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka struktur yang memikul beban dari balok. Kolom merupakan suatu elemen struktur tekan yang memegang peranan penting dari suatu bangunan, sehingga keruntuhan pada suatu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan runtuhnya (collapse) lantai yang bersangkutan dan juga runtuh total (total collapse) seluruh struktur (Sudarmoko, 1996).

a. Tipe – Tipe Kolom Komposit

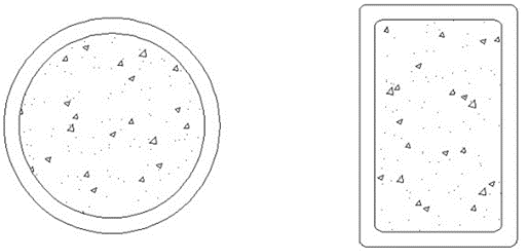
Kolom komposit memiliki 2 tipe diantaranya:

a. Kolom komposit yang terbuat dari profil baja yang diberi selubung beton disekelilingnya (kolom baja berselubung beton) (Gambar 2.3)



Gambar 2.3 Kolom Komposit Diberi Selubung Beton
(Sumber : Isdarmanu, Marwan,2006)

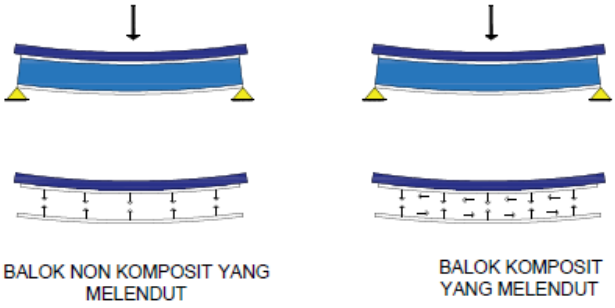
b. Kolom komposit yang terbuat dari penampang baja berongga (kolom baja berintikan beton) (Gambar 2.4)



Gambar 2.4 Kolom Komposit Dari Penampang Baja Berongga
(Sumber : Isdarmanu, Marwan,2006)

2.3 Aksi Komposit

Aksi komposit timbul bila dua batang struktural pemikul beban seperti konstruksi lantai beton dan balok baja penyangga disambung secara integral dan melendut secara satu kesatuan. Contoh penampang lintang komposit yang umum diperlihatkan pada Gambar 2.6. Besarnya aksi komposit yang timbul bergantung pada penataan yang dibuat untuk menjamin reganga linear tunggal dari atas plat beton sampai muka bawah penampang baja.



Gambar 2.5 Perbandingan Lendutan Balok Dengan Dan Tanpa Aksi Komposit
(Sumber : Salmon dkk,1991)

Pada keadaan gambar di atas, jika gesekan antara plat dan balok diabaikan, balok dan plat masing-masing memikul suatu bagian beban secara terpisah. Bila plat mengalami deformasi akibat beban vertikal, permukaan bawahnya akan tertarik dan memanjang; sedang permukaan atas balok tertekan dan memendek. Jadi, diskontinuitas akan terjadi pada bidang kontak. Karena gesekan diabaikan, maka hanya gaya dalam vertikal yang bekerja antara plat dan balok.

a. Balok komposit

Dalam perencanaan komposit, aksi plat beton dalarn arah sejajar balok dimanfaatkan dan digabungkan dengan balok baja penyanggah. Akibatnya, momen inersia konstruksi lantai dalam arah balok baja meningkat dengan banyak. Kekakuan yang meningkat ini banyak mengurangi lendutan beban hidup dan jika penunjang (shoring) diberikan selama pembangunan, lendutan akibat beban mati juga akan berkurang. Pada aksi komposit penuh, kekuatan batas penampang jauh melampaui jumlah dari kekuatan plat dan balok secara terpisah sehingga timbul kapasitas cadangan yang tinggi.

b. Balok non-komposit

Pada penampang non komposit, pelat beton akan mengalami lendutan yang cukup besar yang disebabkan oleh besarnya beban yang harus dipikul oleh pelat beton tersebut.

2.4 Struktur Rangka Berpengaku Eksentris

SRPE merupakan konsep desain gabungan antara konsep daktilitas dan disipasi energi yang baik dari desain *Moment-Resisting Frames* (MRF) dengan karakteristik kekakuan elastik yang tinggi dari desain Sistem Rangka Pengaku Konsentrik (SRPK). Karakteristik yang membedakan SRPE dengan desain struktur tahan gempa MRF dan SRPK adalah adanya penghubung

yang terdapat pada setidaknya salah satu ujung dari *bracing* yang disebut sebagai *link* yang umum diperlihatkan pada Gambar 2.8. Konsep desain tahan gempa SRPE adalah elemen *link* ditetapkan sebagai bagian yang akan rusak sedangkan elemen lain diharapkan tetap berada dalam kondisi elastik. Kelehan yang terjadi pada elemen *link* dapat berupa kelelehan geser atau kelelehan lentur. Tipe kelelehan ini sangat tergantung pada panjang link tersebut. (Engelhardt dan Popov, 1989;1992 dalam Nidiasari dkk, 2011).

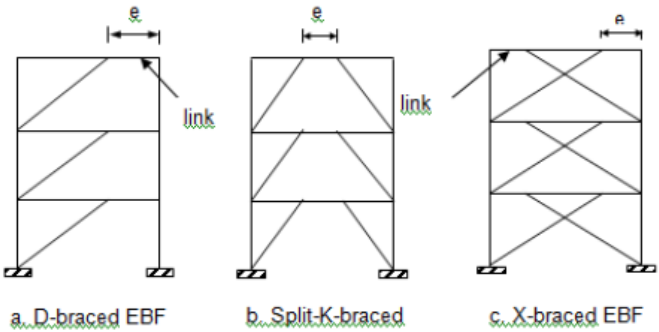
Keuntungan dan kelemahan dari penggunaan struktur rangka SRPE menurut Wijaya (2010):

Keuntungan:

- Memiliki daktilitas yang tinggi.

Kelemahan:

- Dalam segi arsitektural sangat terbatas karena teganggu oleh lokasi penempatan *link.*



Gambar 2.6 Konfigurasi Sistem Portal Berpengaku Eksentris
(Sumber : Wijaya,2010)

2.4.1 Perilaku link beam

2.4.1.1 Gaya dalam pada *link*

Link adalah salah satu elemen yang terdapat dalam sistem SRPE yang berperilaku sebagai balok pendek yang pada kedua

sisinya bekerja gaya geser dengan arah yang berlawanan serta momen lentur yang diakibatkan oleh gaya geser tersebut. Karena gaya geser yang berlawanan arah maka momen yang bekerja pada ujung-ujung elemen link mempunyai besar dan arah yang sama. Plastifikasi yang terjadi pada elemen link disebabkan oleh kedua gaya tersebut di atas, oleh karena itu maka perilaku elemen link secara garis besar dapat dibedakan menjadi dua tipe yaitu: link lentur (*moment link*) dan link geser (*shear link*) (Popov, Engelhardt, 1992). Link dikatakan sebagai link geser apabila kelelehan yang terjadi disebabkan oleh gaya geser, dan dikatakan sebagai link lentur apabila kelehan yang terjadi disebabkan oleh momen lentur.

2.4.1.2 Mekanisme Keruntuhan pada *Link*

Semakin pendek link, maka semakin besar pengaruh gaya geser terhadap perilaku inelastik. Kelelehan geser terjadi seragam sepanjang link. Untuk link yang sangat pendek gaya geser link mencapai kapasitas geser plastis Vp = 0.6.d.tw.Fy , sebelum momen ujung mencapai momen plastis Mp = Zx.Fy, dan link leleh akibat geser membentuk sebuah sendi geser. Link geser mempunyai sifat sangat daktil dengan kapasitas inelastik yang melebihi kapasitas geser badan, sehingga kegagalan buckling tejadi pada web. (Yurisman, 2010)

Untuk link yang lebih panjang, momen ujung mencapai Mp membentuk sendi-sendi lentur sebelum terjadinya kelelehan geser. Mekanisme keruntuhan yang terjadi pada link panjang disebabkan karena deformasi lentur yang menyebabkan terjadinya kegagalan yang merupakan kombinasi dari terjadinya buckling pada sayap (*flens*), compression buckling pada badan (*web*) dan/atau lateral torsional buckling. Sebagai tambahan, akibat regangan yang sangat besar pada kedua ujung link maka besar kemungkinan terjadinya fracture pada sambungan las ujung pada saat terjadi mode keruntuhan batas (*the ultimate failure mode*).

2.4.1.3 Hubungan pengaku badan (*web stiffner*) dan sudut rotasi terhadap kinerja *link*

Pengaku setinggi badan penuh diperlukan pada sisi-sisi ujung link agar bisa mentransfer gaya geser sebaik mungkin tanpa terjadi tekuk badan. Untuk link yang berperilaku sebagai link geser/pendek, jarak maksimum pengaku badan bagian tengah sangat tergantung pada besaran sudut rotasi link, semakin besar sudut rotasi link maka akan semakin rapat pengakunya. Pengaku badan bagian tengah pada link geser ini berfungsi untuk memperlambat terjadinya tekuk geser inelastik pada badan. Sedangkan untuk link yang berperilaku sebagai link lentur/panjang, pengaku badan bagian tengah berfungsi untuk membatasi penurunan kekuatan yang disebabkan tekuk lokal pelat sayap (*flange local buckling*) dan tekuk lateral torsi.

AISC 2005 mendefinisikan sudut rotasi link (*link rotation angle*) adalah sudut inelastik diantara link dan balok diluar link ketika *total drift* (simpangan) tingkat sama dengan simpangan tingkat disain. Sudut rotasi link tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut :

a. 0,08 radian untuk link yang panjangnya 1,6Mp/Vp atau kurang.
b. 0,02 radian untuk link yang panjangnya 2,6Mp/Vp atau lebih.
c. Untuk link yang panjangnya antara 1,6Mp/Vp dan 2,6Mp/Vp ditentukan dengan cara interpolasi linier.

Tabel 2.1 Klasifikasi Jarak Pengaku Badan Antara (*intermediate stiffener*)

Jenis *Link*	**Syarat *Link***	**Rotasi**	**Jarak Pengaku Maksimum**	**Keterangan**

Geser murni	$e \le \frac{1{,}6M_p}{V_p}$	0,08	30.tw – d/5	Leleh pada *link* didominasi oleh geser penuh
Dominan geser	$\frac{1{,}6M_p}{V_p} \le e \le \frac{2{,}6M_p}{V_p}$	*Interpolasi Linier	1 dan 3 dipenuhi	Leleh pada *link* didominasi oleh geser
Dominan lentur	$\frac{2{,}6M_p}{V_p} \le e \le \frac{5M_p}{V_p}$	0,02	1,5 bf dari tiap ujung *link*	Leleh pada *link* didominasi oleh lentur
Lentur murni	$e \ge \frac{5M_p}{V_p}$		Tidak Memerlukan	Leleh pada *link* disebabkan oleh lentur

2.5 Pondasi

Pondasi adalah struktur bagian bawah bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah dan suatu bagian dari konstruksi yang berfungsi menahan gaya beban diatasnya. Pondasi dibuat menjadi satu kesatuan dasar bangunan yang kuat yang terdapat dibawah konstruksi. Pondasi dapat didefinisikan sebagai bagian paling bawah dari suatu konstruksi yang kuat dan stabil (*solid*). Dalam perencanaan pondasi untuk suatu struktur dapat digunakan beberapa macam tipe pondasi. Pemilihan pondasi berdasarkan fungsi bangunan atas (*upper structure*) yang akan dipikul oleh pondasi tersebut, besarnya beban dan beratnya bangunan atas, keadaan tanah dimana bangunan tersebut didirikan dan berdasarkan tinjauan dari segi ekonomi.

Semua konstruksi yang direncanakan, keberadaan pondasi sangat penting mengingat pondasi merupakan bagian terbawah dari bangunan yang berfungsi mendukung bangunan serta seluruh beban bangunan tersebut dan meneruskan beban bangunan itu, baik

beban mati, beban hidup dan beban gempa ke tanah atau batuan yang berada dibawahnya. Bentuk pondasi tergantung dari macam bangunan yang akan dibangun dan keadaan tanah tempat pondasi tersebut akan diletakkan, biasanya pondasi diletakkan pada tanah yang keras.

Pondasi bangunan biasanya dibedakan atas dua bagian yaitu pondasi dangkal (*shallow foundation*) dan pondasi dalam (*deep foundation*), tergantung dari letak tanah kerasnya dan perbandingan kedalaman dengan lebar pondasi. Pondasi dangkal kedalamannya kurang atau sama dengan lebar pondasi ($D \leq B$) dan dapat digunakan jika lapisan tanah kerasnya terletak dekat dengan permukaan tanah. Sedangkan pondasi dalam digunakan jika lapisan tanah keras berada jauh dari permukaan tanah

Pondasi dapat digolongkan berdasarkan kemungkinan besar beban yang harus dipikul oleh pondasi :

1. Pondasi dangkal

Pondasi dangkal disebut juga pondasi langsung, pondasi ini digunakan apabila lapisan tanah pada dasar pondasi yang mampu mendukung beban yang dilimpahkan terletak tidak dalam (berada relatif dekat dengan permukaan tanah). Beberapa contoh pondasi dangkal adalah sebagai berikut:

a. Pondasi telapak

Pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom atau pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dengan kualitas baik yang mampu mendukung bangunan itu pada permukaan tanah atau sedikit dibawah permukaan tanah. (Gambar 2.7b)

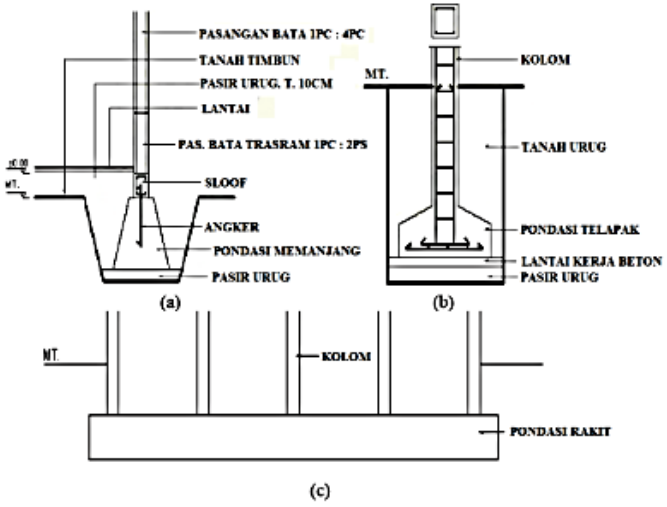
b. Pondasi memanjang

Pondasi yang digunakan untuk mendukung sederetan kolom yang berjarak dekat sehingga bila dipakai pondasi telapak sisinya akan terhimpit satu sama lainnya. (Gambar 2.7a)

c. Pondasi rakit (*raft foundation*)

Pondasi yang digunakan untuk mendukung bangunan yang terletak pada tanah lunak atau digunakan bila susunan kolom-kolom jaraknya sedemikian dekat disemua arahnya, sehingga bila

menggunakan pondasi telapak, sisi- sisinya berhimpit satu sama lainnya. (Gambar 2.7c)



Gambar 2.7 Jenis Pondasi Dangkal
(Sumber : Sostrodarsono, Nakazawa.1984)

2. Pondasi Dalam

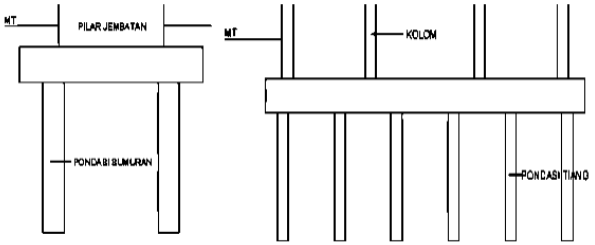
Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, seperti :

a. Pondasi Sumuran (*Pier Foundation*)

Pondasi sumuran merupakan pondasi peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam, dimana pondasi sumuran nilai kedalaman (Df) dibagi lebar (B) lebih kecil atau sama dengan 4, sedangkan pondasi dangkal $Df/B \leq 1$. (Gambar 2.8a)

b. Pondasi Tiang (*Pile Foundation*)

Pondasi tiang digunakan bila tanah pondasi pada kedalaman yang normal tidak mampu mendukung bebannya dan tanah kerasnya terletak pada kedalaman yang sangat dalam. Pondasi tiang umumnya berdiameter lebih kecil dan lebih panjang dibanding dengan pondasi sumuran. (Gambar2.8b)



Gambar 2.8 Jenis Pondasi Dalam : a). Pondasi Sumuran b). Pondasi Tiang

(Sumber : Sostrodarsono, Nakazawa.1984)

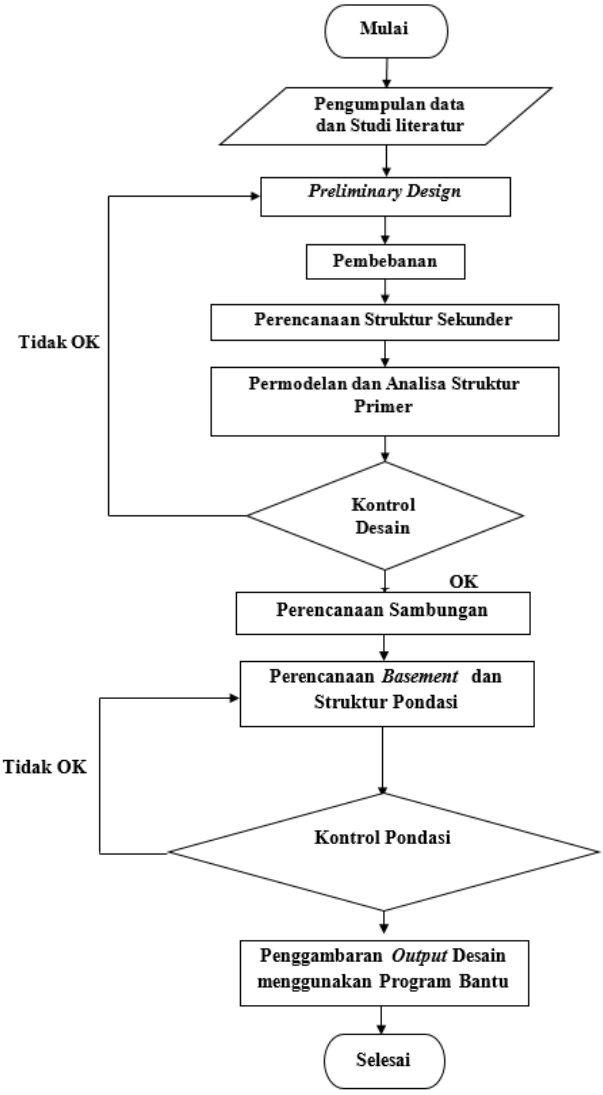
BAB III
METEDOLOGI

3.1 Umum

Modifikasi Perencanaan Gedung Politeknik Elektronika Negeri Surabaya (PENS) dengan menggunakan Sistem Rangka Pengaku Eksentris (SRPE) tentu memiliki susunan pengerjaan sesuai urutan yang akan dilakukan. Urutan pelaksanaan dimulai dari pengumpulan data dan studi literatur sampai penyajian analisa dan gambar teknik.

3.2. Bagan Alir Perencanaan

Langkah yang dilakukan untuk mengerjakan Tugas Akhir ini adalah:



Gambar 3.1 Bagan Alir Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir

3.3 Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir

Rincian penjelasan mengenai metodologi penyelesaian dari bagan alur yang ada di atas dapat dijelaskan sebagai berikut

3.3.1 Pengumpulan data

Data umum bangunan dan data tanah gedung PENS:

1. Nama gedung : Gedung Politeknik Elektronika Negeri Surabaya
2. Lokasi : Jl. Raya ITS Politeknik Elektronika, Kampus ITS Surabaya
3. Fungsi : Gedung perkuliahan
4. Tinggi : ± 55.35 m
5. Jumlah lantai : 14 lantai (1 lantai semi *basement*, 12 lantai perkuliahan, 1 lantai atap)
6. Struktur utama : Beton bertulang

3.3.2 Studi literatur

Dalam rangka pengerjaan Tugas Akhir ini, maka perlu dilakukan studi literatur yang berkaitan dengan perencanaan bangunan struktur baja komposit menggunakan SRPE

3.3.3 Prelimiary design

Adapun Tugas Akhir ini akan dimodifikasi perencanaan menggunakan material baja dengan data berikut:

1. Nama gedung : Gedung Politeknik Elektronika Negeri Surabaya
2. Lokasi : Jl. Raya ITS Politeknik Elektronika, Kampus ITS Surabaya
3. Fungsi : Gedung perkuliahan
4. Tinggi : ± 50.4 m
5. Jumlah lantai : 14 lantai (1 lantai *basement*, 12 lantai perkuliahan, 1 lantai atap)
6. Struktur utama : Balok baja dengan dek dan kolom *Concrete Filled Steel Tube*

3.3.3.1 Perencanaan struktur sekunder

Melakukan perkiraan dimensi awal dari elemen struktur, penentuan mutu bahan dan material struktur dan merencanakan dimensi profil yang akan digunakan yang meliputi :

1. Pelat Lantai
2. Balok Anak
3. Tangga
4. Balok Penggantung *Lift*

3.3.3.2 Perencanaan struktur utama

Melakukan perkiraan dimensi awal dari elemen struktur, penentuan mutu bahan dan material struktur dan merencanakan dimensi profil yang akan digunakan yang meliputi :

1. Perencanaan Panjang *Link*
2. Dimensi Balok di Luar *Link*
3. Dimensi *Bresing*
4. Dimensi Balok Induk
5. Dimensi Kolom

3.3.4 Perhitungan Beban Struktur

Melakukan perhitungan beban struktur sebagai berikut :

1. Beban Mati

Berdasarkan SNI 1727:2013 pasal 3.1.1 yang dimaksud beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, kulit bangunan gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. Untuk detail pembebanan beban mati akan digunakan peraturan PPIUG 1983.

2. Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1727:2013 Beban hidup yang digunakan dalam perancangan bangunan gedung dan struktur lainnya harus beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung, tetapi tidak boleh kurang dari beban merata minimum yang ditetapkan dalam tabel 4.1. Beban hidup diatur dalam SNI 1727:2013 pasal 4.

3. Beban Angin

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 27.4.1, tekanan angin desain untuk SPBAU (Sistem Penahan Beban Angin Utama) bangunan

gedung dari semua ketinggian harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$p = qGC_p - q_i(GC_{pi}) \left(\frac{lb}{ft^2}\right)\left(\frac{N}{m^2}\right) \qquad (3.1)$$

Keterangan :

q = qz untuk dinding di sisi angin datang yang diukur pada ketinggian z diatas permukaan tanah

qh = qh untuk dinding di sisi angin pergi, dinding samping, dan atap yang diukur pada ketinggian h

qi = qh untuk dinding di sisi angin datang, dinding samping, dinding di sisi angin pergi, dan atap bangunan gedung tertutup untuk mengevaluasi tekanan internal negatif pada bangunan gedung tertutup sebagian

qi = qz untuk mengevaluasi tekanan internal positif pada bangunan gedung tertutup sebagian bila tinggi z ditentukan sebagai level dari bukaan tertinggi pada bangunan gedung yang dapat mempengaruhi tekanan internal positif. Untuk bangunan gedung yang terletak di wilayah berpartikel terbawa angin, kaca yang tidak tahan impak atau dilindungi dengan penutup tahan impak harus diperlakukan sebagai bukaan sesuai dengan Pasal 26.10.3. Untuk menghitung tekanan internal positif, qi secara konservatif boleh dihitung pada ketinggian h (qi=qh)

G = faktor efek-tiupan angin

Cp = koefisien tekanan eksternal

(GCpi) = koefisien tekanan internal

4. Beban Gempa

Beban gempa merupakan semua beban gempa statik ekivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh gerakan tanah akibat beban gempa tersebut. Dalam hal pengaruh gempa pada struktur gedung ditentukan berdasarkan suatu analisa dinamik, maka yang diartikan dengan beban gempa disini adalah gaya-gaya yg beban terjadi di dalam struktur tersebut terjadi akibat gerakan tanah akibat gempa tersebut. Gempa rencana

ditetapkan berdasarkan respon spectrum desain SNI 1726-2012 dimana langkah langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :

a. Menentukan kategori bangunan gedung I-IV (SNI-1726-2012 Pasal 4.1.2)

Tabel 3.1 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Struktur Lainnya untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	**Kategori Resiko**
Gedung dan struktur lainnya yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I, III, IV termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen / rumah susun - Pusat perbelanjaan / Mall - Bangunan industry - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II

Gedung dan struktur lainnya yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan struktur lainnya, tidak termasuk ke dalam kategori resiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan atau gangguan missal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan struktur lainnya yang tidak termasuk dalam kategori resiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia yang berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah	III

kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	
Gedung dan struktur lainnya yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk : - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedan dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, badai angin, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat Gedung dan struktur lainnya yang dibutuhkan untuk mempertahankan	IV

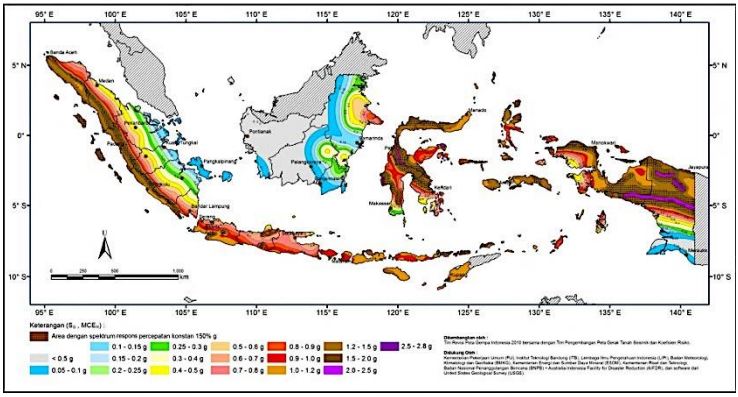
fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori resiko IV	

b. Menentukan faktor keutamaan gempa (SNI-1726-2012 Pasal 4.1.2)

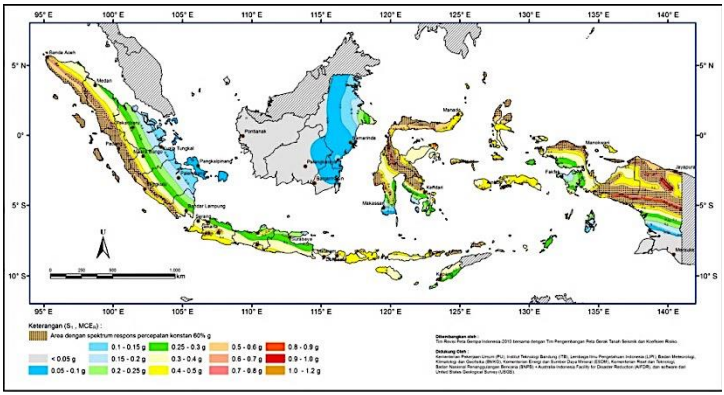
Tabel 3. 2 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	**Faktor keutamaan gempa, I_e**
I atau II	1.0
III	1.25
IV	1.50

c. Menentukan parameter percepatan tanah (Ss,S1) (SNI-1726-2012 Pasal 4.1.2)



Gambar 3.1 Koefisien Risiko Terpetakan, Perioda Respon Spektral 0.2 Detik



Gambar 3.2 Koefisien Risiko Terpetakan, Perioda Respon Spektral 1 Detik

d. Menentukan Klasifikasi situs (SA-SF) (SNI-1726-2012 Pasal 5.3)

Tabel 3. 3 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	**V_s (m/detik)**	***N* atau N_{ch}**	**S_u (kPa)**
SA (batuan keras)	>1500 m/s	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500 m/s	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750 m/s	>50	≥100 kN/m2
SD (tanah sedang)	175 sampai 350 m/s	15-50	50 sampai 100 kN/m^2
SE (tanah lunak)	< 175 m/s	< 15	<50 kN/m^2
	Atau setiap profil tanah yang mengandung 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut :		

	- Indeks plastisitas, *PI*> 20 - Kadar air, $w \geq 40\%$ Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gemapa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat senditif, tnaha tersementasi lemah Lempung sangat organik dan/ atau gambut (ketebalan H >3 m)
	- Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan H > 7,5 m dengan PI > 75 Lapisan lempung lunak/ setengah teguh dengan ketebalan H > 35 m dengan $S_u <$ 50 kPa

e. Menentukan faktor koefisien situs (Fa, Fv) (SNI-1726-2012 Pasal 6.2)

Untuk penentuan respon spektral percepatan gempa MCEr di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismic pada periode 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplikasi meliputi faktor amplikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (Fa) dan faktor amplifikasi terkait (fv). Parameter spectrum respons percepatan pada periode pendek (SMS) dan perioda 1 detik (SM1) ditentukan dengan perumusan berikut :

SMS = Fa Ss *(3.2)*

SM1 = Fv S1 *(3.3)*

Keterangan :

Ss = parameter respons spectral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda pendek

S1 = parameter respons spectral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda 1,0 detik

Tabel 3. 4 Koefisien Situs Fa

Klasifikasi Situs	**Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa MCE_R pada periode pendek**				
	***Ss* ≤ 0,25**	***Ss* = 0,5**	***Ss* = 0,75**	***Ss* = 1,0**	***Ss* ≥ 1,25**
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
F	Lihat ketentuan pasal 6.10.1				
Catatan : Gunakan interpolasi linier untuk nilai-nilai antara *Ss*					

Tabel 3. 5 Koefisien Situs Fv

Klasifikasi Situs	**Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa MCE_R pada periode 1 s**				
	***S_1*≤ 0,1**	***S_1*= 0,2**	***S_1*= 0,3**	***S_1*= 0,4**	***S_1*≥ 0,5**
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
D	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
E	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
F	Lihat ketentuan pasal 6.10.1				
Catatan : Gunakan interpolasi linier untuk nilai-nilai antara *S1*					

f. Menentukan kategori seismik (SNI-1726-2012 Pasal 6.5)

Tabel 3. 6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda Pendek

Nilai S_{DS}	**Kategori Resiko**	
	I atau II atau III	**IV**
$S_{DS} < 0{,}167$	A	A
$0{,}167 \leq S_{DS} < 0{,}33$	B	C
$0{,}33 \leq S_{DS} < 0{,}50$	C	D
$0{,}50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 3. 7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda 1 Detik

Nilai *SD1*	**Kategori Resiko**	
	I atau II atau III	**IV**
$S_{D1} < 0{,}067$	A	A
$0{,}067 \leq S_{D1} < 0{,}133$	B	C
$0{,}133 \leq S_{D1} < 0{,}20$	C	D
$0{,}20 \leq S_{D1}$	D	D

g. Memilih faktor Koefisien modifikasi respons (R), Faktor pembesaran defleksi (Cd) dan Faktor kuat lebih sistem (Ω0) untuk sistem penahan gaya gempa (SNI-1726-2012 Pasal 7.2.2).

Tabel 3. 8 Faktor R, Cd dan Ω0 Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, $\Omega_0{}^g$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d{}^b$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^{c}				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^{d}	E ^{d}	F ^{e}
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB

h. Melakukan analisis statik ekivalen

Menentukan periode fundamental perkiraan, T_a, (SNI-1726-2012 pasal 7.8.2.1).

$$T_a = C_t \times h_n{}^x \qquad (3.4)$$

Keterangan :

C_t, dan x = koefisien parameter waktu getar perkiraan (Tabel 3.9)

h_n = tinggi struktur

Dalam tugas akhir menggunakan yaitu analisis statik ekuivalen dan analisis modal respon spektrum.

Tabel 3. 9 Nilai Koefisien Waktu Getar Perkiraan C_t Dan x

Tipe Struktur	***Ct***	***x***
Sistem rangka pemikul momen dengan rangka menahan 100% gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa :		
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangak baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

- Menentukan batas periode struktur

$$T \leq C_u \times T_a \qquad (3.5)$$

Keterangan :
T_a = periode fundamental perkiraan
C_u = koefisien untuk batas atas periode hasil perhitungan (Tabel 3.10)

Tabel 3. 10 Koefisien Untuk Batas Atas Periode Hasil Perhitungan

Parameter Percepatan Respon Spektral Desain Pada 1 s, S_{D1}	**Koefisien C_u**
≥ 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤ 0,1	1,7

- Menghitung gaya dasar seismik

$$V = C_S W \qquad (3.6)$$

Keterangan:
Cs = koefisien respons seismik
W = berat seismik menurut pasal 7.7.2 (SNI-1726-2012)

- Menghitung koefisien respon seismik

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \qquad (3.7)$$

Keterangan :
S_{DS} = percepatan spektrum respon desain dalam periode pendek
R = faktor modifikasi respon dalam (Tabel 3.8)
Ie = faktor keutamaan hunian sesuai (Tabel 3.2)

Nilai Cs diatas tidak perlu melebihi :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \qquad (3.8)$$

Dan nilai Cs tidak kurang dari :

$$Cs = 0.44\, S_{DS}\, I_e \geq 0.01 \qquad (3.9)$$

Untuk struktur berlokasi dimana S1 ≥ 0,6 g, maka Cs harus tidak kurang dari :

$$C_s = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \qquad (3.10)$$

Keterangan :

S_{D1} = percepatan spektrum respon desain dalam periode 1,0 detik

T = periode struktur dasar (detik)

S_1 = percepatan spektrum respon maksimum

- Menghitung distribusi vertikal gaya gempa

Fx = C_{vx} .V

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x{}^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i{}^k} \qquad (3.11)$$

Keterangan :

C_{VX} = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)

w_i dan w_x = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat *i* atau *x*

h_i dan h_x = tinggi (m) dari dasar sampai tingkat *i* atau *x*

k = eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

- untuk struktur dengan periode ≤ 0,5 s, k =1
- untuk struktur dengan periode ≥ 2,5 s, k=2
- untuk struktur dengan periode antara 0,5 s sampai 2,5 s, k=2 atau ditetapkan dengan interpolasi antara 1 dan 2

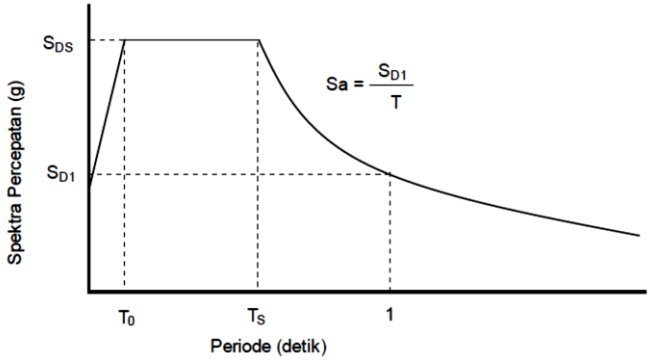
- Menghitung distribusi horizontal gaya di tiap lantai (SNI 1726-2012 pasal 7.8.4)(kN) harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$V_x = \sum_{i=x}^{n} F_i \qquad (3.12)$$

Keterangan :
F_i = bagian dari gaya geser dasar seismik yang terjadi pada tingkat i

i. Melakukan analisis modal respon spectrum

Analisis modal respon spektrum dilakukan menggambar grafik respon spektrum rencana ke dalam program analisis struktur. Ketentuan mengenai penggambaran grafik respon spektrum dijelaskan pada Gambar 3. 4



Gambar 3.3 Ketentuan Penggambaran Grafik Respon Spektrum

- Pada periode $T < T_0$, respon spektra percepatan :

$$S_a = S_{DS}\left(0{,}4 + 0{,}6\frac{T}{T_0}\right) \qquad (3.13)$$

- Pada periode $T_0 \leq T \leq T_s$, respon spektra percepatan :

$S_a = S_{DS}$ *(3.14)*

- Pada T >Ts, respon spektra percepatan :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.15)$$

Dengan :

$$T_0 = \frac{0{,}2 S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.16)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.17)$$

5. Kombinasi Pembebanan

Struktur, komponen, dan pondasi harus dirancang sedemikian rupa sehingga kekuatan desainnya sama atau melebihi efek dari beban terfaktor dalam kombinasi berikut (SNI 1727:2013 pasal 3.2.2) :

1,4D
1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r atau S atau R)
1,2D + 1,6(L_r atau S atau R) + (L atau 0,5W)
1,2D + 1,0 W + L + 0,5(L_r atau S atau R)
1,2D + 1,0E + L + 0,2S
0,9D + 1,0W
0,9D + 1,0E

Keterangan :
D = beban mati
L = beban hidup
L_r = beabn hidup atap
S = beban salju
R = beban hujan
W = beban angin
E = beban gempa

3.3.5 Permodelan struktur

Melakukan permodelan struktur menggunakan program bantu yang direncanakan sebagai struktur ruang 3 dimensi.

3.3.6 Kontrol perencanaan struktur primer

Melakukan kontrol kemampuan struktur utama dari perencanaan yang sudah dilakukan

3.3.6.1 Kontrol desain

Analisa struktur terhadap beban gempa dikontrol berdasarkan SNI 03-1726-2012.

1. Kontrol Partisipasi Massa

Perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus sekurang-kurangnya 90%

2. Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa menghasilkan respon total harus sekurang-kurangnya 90%

3. Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Untuk mencegah pengunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi dengan perumusan,

$$T = Ct \cdot hn^{x} \qquad (3.18)$$

Dimana nilai parameter untuk SRPE adalah:

Ct = 0,0731

x = 0,75

hn = Tinggi gedung

4. Kontrol Kinerja Struktur Gedung

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.3.

3.3.6.2 Kontrol perhitungan elemen struktur primer

Desain elemen struktur primer dikontrol berdasarkan SNI 03-1729-2002 agar dapat memikul gaya-gaya yang terjadi. Perencanaan elemen struktur primer meliputi:

1. Kolom

Dalam perencanaan kolom, digunakan kolom komposit jenis Concrete Filled Steel Tube (CFT) yang menerima gaya kombinasi normal dan lentur.

a. Kriteria Untuk Kolom Komposit Bagi Struktur Tekan

- Kontrol luas penampang minimum profil baja,

$$\frac{As}{Ac + As} \times 100\% \geq 4\% \qquad (3.19)$$

- Kontrol tebal minimum penampang baja berongga yang diisi beton

$$t \geq b \times \sqrt{\frac{f_y}{3e}} \qquad (3.20)$$

b. Kuat Nominal Tekan Kolom Komposit *CFT*

Batasan rasio lebar terhadap ketebalan untuk elemen baja tekan harus ditentukan sesuai dengan jenis profilnya yaitu:

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \qquad (3.21)$$

$$\lambda p = 2{,}26\sqrt{\frac{E}{f_y}} \qquad (3.22)$$

$$\lambda r = 3\sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (tak kompak)} \qquad (3.23)$$

$$\lambda r = 5\sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{(maksimum yang diijinkan)} \qquad (3.24)$$

Untuk komponen struktur komposit yang terisi

- Untuk Penampang Kompak

$$P_{no} = Pp \qquad (3.25)$$

Dengan,

$$P_p = fyAs + C_2 f'_c \left(Ac + Asr\frac{Es}{Ec}\right) \quad (3.26)$$

- Untuk Penampang Non Kompak

$$P_{no} = Pp - \frac{Pp - Py}{(\lambda r - \lambda p)^2}(\lambda - \lambda_p)^2 \quad (3.27)$$

Dengan,

$$P_y = f_y A_S + 0{,}7 f'_c (Ac + Asr\frac{Es}{Ec}) \quad (3.28)$$

- Untuk penampang langsing

$$P_{no} = f_{cr} A_S + 0{,}7 f'_c (Ac + Ar\frac{Es}{Ec}) \quad (3.29)$$

Penampang persegi diisi beton

$$fcr = \frac{9Es}{(\frac{b}{t})^2} \quad (3.30)$$

c. Kuat Amplifikasi momen

Kekuatan lentur orde pertama yang diperlukan, M_r, dan ketentuan aksial P_r, dari semua komponen struktur harus ditentukan sebagai berikut

$$M_r = B_1 M_{ni} + B_2 M_i \quad (3.31)$$

$$P_r = Pnt + B_2 P_t \quad (3.32)$$

Keterangan:

B_1 = Pengali untuk menghilangkan efek P-δ, ditentukan untuk setiap komponen struktur yang menahan tekan dan lentur.

B_2 = Pengali untuk menghilangkan efek P-δ, ditentukan untuk setiap tingkat dari struktur

M_{lt} = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

M_{nt} = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

M_r = Momen lentur orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK

P_{lt} = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

P_{nt} = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBk

P_r = Kekuatan aksial orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK

- Pengali B1untuk efek P-δ

$$B1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1 \qquad (3.33)$$

Keterangan:

α = 1 (DFBK)

Cm = Koefisien dengan asumsi tanpa translasi lateral dari portal yang ditentukan dengan formula:

$$Cm = 0{,}6 - 0{,}4(\frac{M1}{M2}) \qquad (3.34)$$

Dengan M1 dan M2 dihitung dari analisis orde pertama, adalah momen terkecil dan terbesar pada ujung-ujung bagian komponen

Pe1 = Kekuatan tekuk kritis elastis komponen struktur dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi tanpa translasi pada ujung-ujung komponen struktur

$$Pel = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} \qquad (3.35)$$

Keterangan:

EI = kekakuan lentur yang diperlukan yang harus digunakan dalam analisis ($0{,}8\tau cEI$) bila digunakan dalam metode analisis langsung dengan τc adalah seperti ditetapkan pada bab C SNI 03-1729-2015 untuk panjang efektif dan metode analisis orde pertama

E = Modulus elastisitas baja = 200000 Mpa

I = Momen inersia bidang lentur, mm^4

L = Panjang komponen struktur, mm
K1 = Faktor panjang efektif dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi translasi lateral pada ujung- ujung komponen struktur

- Pengali B2 untuk efek P-δ

$$B2 = \frac{1}{(1 - \frac{\alpha Pstory}{P_{estory}})} \qquad (3.36)$$

Keterangan:
α = 1 (DFBK)
P_{story} = beban vertikal total didukung oleh tingkat menggunakan kombinasi beban DFBK yang sesuai, termasuk beban-beban dalam kolom-kolom yang bukan merupakan bagian dari sistem penahan gaya lateral.
$P_{e\ story}$ = Kekuatan tekuk kritis elastis untuk tingkat pada arah translasi yang diperhitungkan, ditentukan dengan analisis tekuk sidesway, atau dengan rumusan:

Dengan,
$$Pe\ story = RM \frac{HL}{\Delta_H} \qquad (3.37)$$

$$Rm = 1 - 0{,}15(\frac{P_{mf}}{P_{story}}) \qquad (3.38)$$

Keterangan:
L = Tinggi tingkat (mm)
P_{mf} = Beban vertikal total pada kolomdalam tingkat yang merupakan bagian dari portal momen
ΔH = Simpangan tingkat dalam orde pertama
H = Geser tingkat, dalamn arah translasi harus diperhitungkan, dihasilkan oleh gaya-gaya lateral yang digunakan untuk menghitung N

d. Momen Nominal

Momen nominal pada kolom yang diperhitungkan sama dengan balok dengan dua arah sumbu penampang yaitu x dan y

$$M_u \leq \emptyset Mn \qquad (3.39)$$

Keterangan:

Mu = Momen lentur terfaktor

$\emptyset$ = Faktor tahanan = 0,9

Mn = Kuat nominal dari momen lentur penampang

Untuk profil HSS yang diisi dengan beton dengan ketebalan profil baja di semua sisi

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \qquad (3.40)$$

$$\lambda_p = 1{,}12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \qquad (3.41)$$

$$\lambda_r = 1{,}40 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \qquad (3.42)$$

Untuk komponen struktur berpenampang kotak/persegi

- Untuk penampang kompak

$$M_n = Mp = fy.Z \qquad (3.43)$$

- Untuk penampang nonkompak

$$M_n = Mp - (M_p - fyS)\left[3{,}57\frac{b}{t_f}\sqrt{\frac{f_y}{E}} - 4\right] \leq Mu \qquad (3.44)$$

- Untuk penampang langsing

$$M_n = fySe \qquad (3.45)$$

Dimana,

Se = Modulus penampang efektif yang ditentukan dengan lebar efektif be, dari sayap yang diambil sebesar:

$$be = 1.92.tf\sqrt{\frac{E}{fy}}\left(1 - \frac{0{,}38}{\frac{b}{tf}}\sqrt{\frac{E}{fy}}\right) \leq b \qquad (3.46)$$

e. Persamaan interaksi aksial momen

Interaksi beban aksial tekan dan lentur pada bidang simetris komponen struktur komposit diperhitungkan berdasarkan SNI 1729-2015 pasal I2 atau pasal H1.1

Untuk $\frac{Pu}{Pc} \geq 0{,}2$ *(3.47)*

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9}\left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy}\right) \leq 1 \quad (3.48)$$

Untuk $\frac{Pu}{Pc} \leq 0{,}2$ *(3.49)*

$$\frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy}\right) \leq 1 \quad (3.50)$$

Keterangan:

P_r = kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, N

$P_c = \phi_c P_n$ = Kekuatan aksial desain, N

Mr = kekuatan momen perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, Nmm

$M_c = \phi_c M_n$ = Kekuatan lentur desain, Nmm

ϕ_c = faktor ketahanan untuk tekan = 0,9

ϕ_b = faktor ketahanan untuk lentur = 0,9

2. Balok

Sebuah balok yang memikul beban lentur murni terfaktor Mu harus direncanakan sedemikian rupa sehingga selalu terpenuhi hubungan:

$$Mu \leq \phi Mn \quad (3.51)$$

Keterangan:

Mu = momen lentur terfaktor

Ø = faktor reduksi = 0,9
Mn = kuat nominal dari momen lentur penampang

a. Kontrol penampang
Untuk Sayap (*flange*) :

- Penampang kompak ($\lambda \le \lambda_p$):

$$\lambda = \frac{b}{2tf} \le \lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{f_y}} \qquad (3.52)$$

- Penampang non kompak ($\lambda_p < \lambda \le \lambda_r$):

$$\lambda_r = 1.0\sqrt{\frac{E}{f_y}} \qquad (3.53)$$

Untuk Badan (*web*) :

- Penampang kompak ($\lambda \le \lambda_p$) :

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} \le \lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{f_y}} \qquad (3.54)$$

- Penampang non kompak ($\lambda_p < \lambda \le \lambda_r$):

$$\lambda_r = 5.70\sqrt{\frac{E}{f_y}} \qquad (3.55)$$

Keterangan :
bf = Lebar sayap
tf = Tebal sayap
h = Tinggi profil
tw = Tebal pelat badan
fy = Kuat leleh profil baja
fr = Tegangan tekan residual pada plat sayap

b. Kuat Nominal Lentur Penampang Dengan Pengaruh Tekuk Lokal

Kelangsingan penampang kompak, tak kompak, dan langsing suatu komponen struktur yang memikul lentur, ditentukan oleh kelangsingan elemen-elemen tekannya. Untuk penampang yang digunakan dalam perencanaan balok pada struktur baja tahan gempa, kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lokal ditentukan berdasarkan Bab Pasal F (F2-F6) SNI 1729:2015.

- Penampang kompak

$$Mn = Mp = Fy.\ Zx \tag{3.56}$$

- Penampang non kompak

$$M_n = M_p - (M_p - 0,7F_y.S_x)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right) \tag{3.57}$$

- Penampang langsing

$$M_n = \frac{0,9Ek_c - S_x}{\lambda^2} \tag{3.58}$$

c. Kuat Nominal Lentur Penampang Dengan Pengaruh Tekuk Lateral

Tahanan komponen struktur dalam memikul momen lentur tergantung dari panjang bentang antara dua pengekang yang berdekatan, L. Kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lateral ditentukan berdasarkan Bab Pasal F (F2-F6) SNI 1729:2015

- Bentang pendek: $Lb \leq Lp$

$$L_p = 1,76.r_y\sqrt{\frac{E}{fy}} \tag{3.59}$$

- Bentang menengah: Lp < Lb < Lr

$$M_n = C_b \cdot \left[M_p - 0,7 F_y S_x \cdot \left(\frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \qquad (3.60)$$

- Bentang panjang : Lb > Lr

$$Mn = F_{cr} S_x \leq M_p \qquad (3.61)$$

d. Kekuatan Lentur Balok Komposit Dengan Penghubung Geser

Kekuatan lentur balok komposit dengan penghubung geser (shear connector) dibagi menjadi 2, yaitu:

- Kuat Lentur Positif

Sesuai SNI 1729-2015 pasal I2-a , kekuatan lentur positif desain, ∅Mn dan kekuatan lentur positif diizinkan Mn /Ω , harus ditentukan untuk keadaan batas leleh sebagai berikut:

∅b = 0,9

$$\text{Untuk } \frac{h}{tw} \leq 3,76 \, x \sqrt{\frac{E}{Fy}} \qquad (3.62)$$

Mn harus ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang komposi untuk keadaan batas leleh (Momen Plastis).

$$\text{Untuk } \frac{h}{tw} \geq 3,76 \, x \sqrt{\frac{E}{Fy}} \qquad (3.63)$$

Mn harus ditentukan dari superposisi tegangan elastis dengan memperhitungkan efek penopangan untuk keadaan batas leleh (momen leleh).

- Kuat Lentur Negatif

Sesuai dengan SNI 1729-2015 pasal I2-b, Kekuatan lentur negative harus ditentukan untuk penampang baja sendiri menurut persyaratan Bab F, atau ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang komposit untuk keadaan batas leleh (momen plastis) dimana ∅b = 0,9.

e. Kekuatan Struktur Selama Pelaksanaan

Bila penopang sementara tidak dipergunakan selama pelaksanaan, penampang baja harus memiliki kekuatan yang cukup untuk mendukung semua beban yang digunakan sebelum beton mencapai 75% dari kekuatan yang disyaratkan f'c.

f. Kuat Geser Rencana

Plat badan tak diperkaku yang memikul gaya geser terfaktor perlu (V_n) harus memenuhi:

$$V_u \le \phi V_n \qquad (3.64)$$

Keterangan :

ϕ = Faktor tahanan = 0,90

V_n = Tahanan geser nominal plat badan

Kekuatan geser nominal dari plat badan yang tak diperkaku menurut keadaan batas dari pelelehan geser dan tekuk geser adalah:

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v \qquad (3.65)$$

Dengan ketentuan nilai C_v diambil sebagai berikut :

- Bila $h/t_w \le 1.10\sqrt{E/f_y}$

  Maka, $C_v = 1.0$

- Bila $1.10\sqrt{k_v E/f_y} < h/t_w \le 1.37\sqrt{k_v E/f_y}$

$$C_v = \frac{1.10\sqrt{k_v E/f_y}}{h/t_w} \qquad (3.66)$$

- Bila $h/t_w > 1.37\sqrt{k_v E/f_y}$

$$C_v = \frac{1.51 k_v E}{\left(h/t_w \right)^2 f_y} \qquad (3.67)$$

Koefisien tekuk geser plat badan, k_v untuk badan tanpa pengaku tranversal ditentukan sebagai berikut:

$$h/t_w < 260 \qquad (3.68)$$

Maka nilai $k_v = 5.0$

Keterangan :

A_w = Luas dari badan, tinggi keseluruhan dikalikan ketebalan badan

h = Jarak bersih antara sayap dikurangi jari-jari sudut

t_w = Ketebalan badan

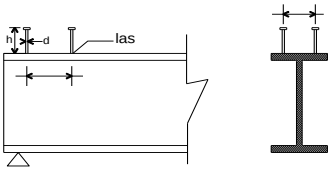
Sedangkan untuk balok komposit, yaitu balok yang terdiri dari profil baja dan beton digabung bersama untuk memikul beban lentur, memiliki prinsip dasar perhitungan antara lain

- Distribusi tegangan plastis pada daerah momen positif balok
- Tegangan tekan pada beton = 0,85 $f_c' \rightarrow$ merata
- Tegangan pada baja = $f_y \rightarrow$ tarik atau tekan : merata
- Distribusi tegangan plastis pada daerah momen negatif balok
- Tegangan tarik pada beton = 0
- Tegangan tarik pada tulangan = f_{yr}
- Tegangan pada baja = $f_y \rightarrow$ tekan atau tarik: merata.
- Distribusi tegangan elastis $\rightarrow$ distribusi linear
- Tegangan maximum tekan pada berton = 0,85 f_c'
- Tegangan maximum pada baja = $f_y \rightarrow$ tekan atau Tarik

g. Kekuatan Penghubung Geser (*Shear-Connector*)

- Kekuatan *Shear-Connector* stud (paku)

$$Q_n = 0{,}5\ A_{sc}\ \left(\sqrt{f_c'}.E_c\right) r_s \le A_{sc}.f_u \qquad (3.69)$$



Gambar 3.5 Potongan Balok dengan Penghubung Geser Stud
(Sumber : Isdarmanu, 2006)

Keterangan:

r_s = 1,00 untuk pelat beton biasa

r_s ≤ 1,00 untuk dek baja gelombang

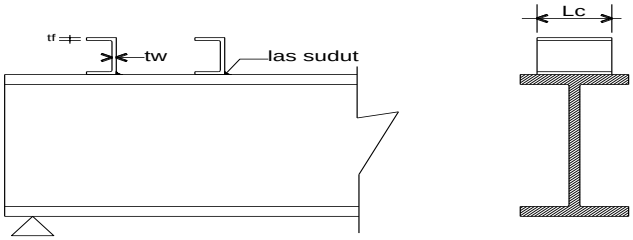
A_{sc} = luas penampang *Shear-Connector* ($\frac{\pi}{4}.d^2$)

E_c = Modulus elastisitas beton

- Kekuatan *Shear-Connector* baja kanal

$$Q_n = 0{,}3\ (t_f + 0{,}5\ t_w)\ L_c\ \sqrt{f_c'.E_c} \qquad (3.70)$$

Jumlah *Shear-Connector* yang dibutuhkan di sepanjang daerah tertentu



Gambar 3.6 Potongan Balok dengan Penghubung Geser Baja Kanal
(Sumber : Isdarmanu, 2006)

$$n = \frac{V_h}{Q_n} \qquad (3.71)$$

Keterangan:

V_h = Gaya geser horizontal total pada bidang kontak antara balok baja dan pelat beton yang harus ditransfer Shear-Connector.

- Gaya Geser Horizontal Total (=Vh) $\rightarrow$ Pada Bidang Kontak Baja dengan Beton

- Pada daerah momen positif:

Gaya geser horizontal total pada daerah M = 0 dan M(+) maximum adalah nilai terkecil dari:

- $0{,}85\ f_c'.A_c \rightarrow$ beton
- $A_s.f_y \rightarrow$ profil baja
- $\Sigma Q_n \rightarrow$ *shear connector*

- Pada daerah momen negatif

Gaya geser horizontal total pada daerah M = 0 dan M(–) maximum adalah nilai terkecil dari :

- $A_r.f_{yr}$
- ΣQ_n

Keterangan:

A_r = tulangan tarik pada pelat beton

f_{yr} = tegangan leleh tulangan.

- Pada balok komposit penuh, gaya geser horizontal total V_h ditentukan oleh kapasitas tekan beton atau kapasitas tarik profil baja/tulangan baja.
- Pada balok komposit parsial, gaya geser horizontal V_h ditentukan oleh kapasitas penghubung geser (nilai ΣQ_n).

3. *Link*

Link adalah bagian dari balok yang direncanakan untuk mendisipasi energi pada saat terjadi gempa kuat. *Link* harus memenuhi perbandingan lebar terhadap tebal sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Tabel 15.7-1. Tegangan leleh bahan baja yang digunakan pada *link* tidak boleh melebihi 350 MPa. Pelat badan dari *link* harus berupa pelat tunggal tanpa pelat pengganda dan tanpa penetrasi. Kecuali diatur pada SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.2.6, kuat geser rencana *link*, φV_n, harus lebih besar daripada kuat geser perlu Vu, dengan:

V_n = kuat geser nominal *Link*, diambil yang terkecil dari V_p atau $2 M_p / e$

$V_p = 0{,}6 f_y (d-2 . t_f) t_w$

$\emptyset = 0{,}9$

e = panjang *link*

Apabila beban aksial terfaktor pada *Link*, Nu, tidak melebihi $0{,}15 N_y$, dengan Ny = Ag Fy, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana Link tidak perlu diperhitungkan. Apabila beban terfaktor pada Link, Nu, melebihi $0{,}15 N_y$, ketentuan tambahan berikut ini harus dipenuhi:

- Kuat geser rencana *link* harus ditentukan sebagai nilai terkecil dari $\emptyset V_{pa}$ atau $2\emptyset M_{pa}/e$, dengan:

$$V_{pa} = V_p\sqrt{1-\left(\frac{N_u}{N_y}\right)^2} \quad (3.72)$$

$$M_{pa} = 1{,}18M_p\left(1-\left(\frac{N_u}{N_y}\right)^2\right) \quad (3.73)$$

$$Ø = 0{,}9 \quad (3.74)$$

- Panjang *link* tidak boleh melebihi :

- untuk $p'(A_w/A_g) \geq 0{,}3$

$$[1{,}15 - 0{,}5p'(A_w/A_g)]1{,}6M_p/V_p, \quad (3.75)$$

- untuk $p'(A_w/A_g) < 0{,}3$

$$1{,}6M_p/V_p, \quad (3.76)$$

Keterangan:
A_w = (db – 2tf)tw
p' = Nu/Vu

Sudut Rotasi *link* adalah sudut inelastis antara *link* dan bagian balok di luar *link* pada saat simpangan antar lantai sama dengan simpangan antar lantai rencana, ΔM. Sudut Rotasi *link* tidak boleh melebihi harga-harga berikut:

- 0,08 radian untuk e ≤ $1{,}6M_p/V_p$ *(3.77)*
- 0,02 radian untuk e ≤ $2{,}6M_p/V_p$ *(3.78)*
- Nilai Sudut Rotasi *link* ditentukan dengan interpolasi linier untuk nilai e yang berada di antara keduanya.

4. Balok dan Bresing Diluar *Link*

Kuat kombinasi-aksial-dan-lentur perlu batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari link sebesar

1,25.Ry.Vn, dengan Vn ditentukan sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.2. Kuat rencana batang bresing, seperti ditentukan pada Butir 11, harus lebih besar daripada kuat perlu yang disebutkan di atas.

Balok di luar *link* harus direncanakan memenuhi ketentuan sebagai berikut :

- Kuat perlu balok yang terletak di luar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan oleh paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar R_y Vn , dengan Vn ditentukan sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.2. Kuat rencana balok di luar *link* ini dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan Butir 8 dan mengalikannya dengan faktor Ry
- Bila diperlukan, balok di luar *link* harus direncanakan menggunakan pengekang lateral untuk menjaga kestabilan balok. Pengekang lateral harus direncanakan pada kedua pelat sayap balok (atas dan bawah), dan masing-masing pengekang lateral harus mempunyai kuat perlu sebesar paling sedikit 2% dari kuat nominal pelat sayap balok sebesar $f_y\ b_y\ t_f$.

Pada sambungan antara batang bresing dan balok diujung *link*, pertemuan as batang bresing dan as balok harus terletak di ujung *link* atau di dalam *link*. Kuat perlu sambungan batang bresing-ke-balok, pada ujung *link* dari batang bresing, harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing seperti yang ditentukan pada SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.6.1. Tidak ada bagian dari sambungan ini yang boleh melampaui panjang *link*. Apabila batang bresing memikul sebagian momen ujung *link* maka sambungan harus direncanakan sebagai sambungan kaku.

3.3.6.3 Perencanaan Sambungan

a. Sambungan Baut

Perencanaan sambungan baut pada tugas akhir ini mengacu pada SNI 1729:2015 pasal J.3 secara lengkap. Berdasarkan SNI tersebut , suatu baut yang memikul beban terfaktor harus memenuhi :

$$R_u \leq \emptyset R_n \quad (3.79)$$

$$R_n = F_n A_b \quad (3.80)$$

Ø = 0,75 (DFBK)

Keterangan :

Ab = luas tubuh baut tidak berulir nominal atau bagian berulir (mm^2)

Fn = tegangan tarik nominal, F_{nt} ,atau tegangan geser, F_{nv} dari SNI Tabel J3.2 (MPa)

Kekuatan tarik yang tersedia dari baut yang menahan kombinasi gaya tarik dan geser harus ditentukan sesuai dengan keadaan batas dari keruntuhan geser sebagai berikut :

$$R_n = F'_{nt} A_b \quad (3.81)$$

Ø = 0,75 (DFBK)

$$F'_{nt} = 1{,}3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\emptyset F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt}\ (DFBK) \quad (3.82)$$

Keterangan:

F'_{nt} = tegangan tarik nominal yang dimodifikasi mencakup efek tegangan geser (MPa)

F_{nt} = tegangan tarik nominal dari SNI Tabel J3.2 (MPa)

F_{nv} = tegangan geser dari SNI Tabel J3.2 (MPa)

f_{rv} = tegangan geser yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK atau DKI, (MPa)

Kekuatan geser dari elemen yang disambung harus nilai terendah yang diperoleh sesuai dengan keadaan batas leleh dari pelelehan geser dan keruntuhan geser.

- Untuk pelelehan geser dari elemen

$$R_n = 0{,}60F_yA_{gv}\ ;\ \emptyset = 1 \qquad (3.83)$$

Keterangan:
A_{gv} = luas bruto yang menahan geser (mm^2)

- Untuk keruntuhan geser dari elemen

$$R_n = 0{,}60F_uA_{nv}\ ;\ \emptyset = 0{,}75 \qquad (3.84)$$

Keterangan:
A_{gv} = luas *netto* yang menahan geser (mm^2)

- Kekuatan yang tersedia untuk keadaan batas keruntuhan *block shear* sepanjang alur kegagalan geser harus diambil sebesar

$$R_n = 0{,}60F_uA_{nv} + U_{bs}F_uA_{nt} \leq 0{,}60F_yA_{gv} + U_{bs}F_uA_{nt} \qquad (3.85)$$

Ø = 0,75 (DFBK)

Keterangan :
Bila tegangan tarik merata , U_{bs} = 1, bila tidak merata, U_{bs} = 0,5

b. Sambungan Las

Berdasarkan SNI 1729:2015 pasal J2, suatu las yang memikul beban terfaktor harus ditentukan menurut keadaan batas dari keruntuhan tarik dan keruntuhan geser dan kekuatan logam las.

Untuk logam dasar

$$R_n = F_{nBM}A_{BM} \qquad (3.86)$$

Untuk logam las

$$R_n = F_{nw}A_{we} \qquad (3.87)$$

Keterangan :
F_{nBM} = tegangan nominal dari logam dasar (MPa)
F_{nW} = tegangan nominal dari logam las (MPa)
A_{BM} = luas penampang logam dasar (mm^2)

A_{we} = luas efektif las (mm^2)

Untuk las sudut, kekuatan yang diizinkan adalah sebagai berikut.

- Untuk kelompok las linier, dibebani melalui titik berat

$$R_n = F_{nw}A_{we} \quad (3.88)$$

$$F_{nw} = 0{,}60F_{EXX}(1{,}0 + 0{,}50sin^{1{,}5}\theta) \quad (3.89)$$

Keterangan :
F_{EXX} = kekuatan klasifikasi logam pengisi (MPa)
Θ = sudut pembebanan yang diukur dari sumbu longitudinal las, derajat

- Untuk elemen las dalam suatu kelompok las

$$R_{nx} = \sum F_{nwix}A_{wei} \quad (3.90)$$

$$R_{ny} = \sum F_{nwiy}A_{wei} \quad (3.91)$$

$$M_n = \sum\left[F_{nwiy}A_{wei} - F_{nwix}\right. \quad (3.92)$$

- Untuk kelompok las sudut konsentris

$$R_n = R_{nwi} + \quad (3.93)$$

atau

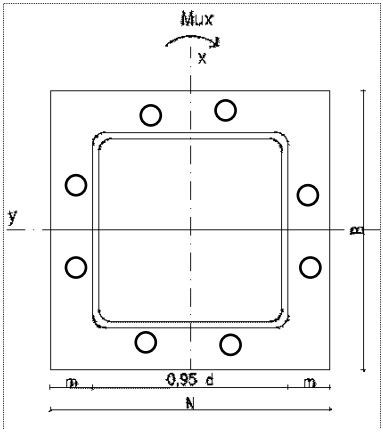
$$R_n = 0{,}85R_{nv} \quad (3.94)$$

Keterangan :
R_{nwi} = kekuatan nominal total dari las sudut yang dibebani longitudinal
R_{nwt} = kekuatan nominal total dari las sudut yang dibebani transversal

3.3.6.4 Perencanaan *Base Plate*

Perhitungan *Base Plate*

$$e = \frac{Mux}{Pu} \qquad (3.95)$$



Gambar 3.7 Penampang *Baseplate*

- Akibat beban Pu

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B.N} \qquad (3.96)$$

- Akibat beban M_{ux}

$$f_{pb} = \frac{6.M_{ux}}{B.N^2} \qquad (3.97)$$

- Tekanan maksimal

$$f_{p(max)} = f_{pa} + f_{pb} \qquad (3.98)$$

- Menentukan M_{upl}

$$m = \frac{\left(N - 0{,}95 \times D\right)}{2} \qquad (3.99)$$

$$M_{upl} = \left(f_{p(\max)} - 2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{3} \right) \qquad (3.100)$$

- Menentukan tebal *baseplate*

$$t = \sqrt{\frac{4.M_{upl}}{\phi . f_y}} \qquad (3.101)$$

3.3.7 Perencanaan *Basement*

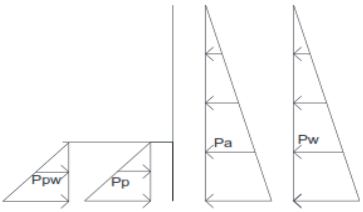
3.3.7.1 Perencanaan Struktur Dinding *Basement* (Shear Wall)

- Analisa terhadap stabilitas global

Berdasarkan metode fellenius untuk kasus ini lingkarang gelincir dibagi menjadi beberapa segmen dan lereng tersebut merupaka lereng jangka panjang maka digunakan rumus untuk faktor keamanan, yaitu:

$$Fk = \frac{\Sigma momen\ penahan}{\Sigma momen\ guling} > 1 \qquad (3.102)$$

- Analisa terhadap stabilitas lokal



Gambar 3.8 Tekanan aktif pasif tanah

$$Pa = \frac{1}{2}\gamma h^2 Ka - 2cH\sqrt{Ka} \qquad (3.103)$$

$$p = \frac{1}{2}\gamma h^2 Kp + 2cH\sqrt{Kp} \qquad (3.104)$$

$$Pw = \frac{1}{2}\gamma_w h^2 \qquad (3.105)$$

$$Fk = \frac{\Sigma momen\ penahan}{\Sigma momen\ guling} > 3 \qquad (3.106)$$

3.3.7.2 Kontrol terhadap bahaya *heaving*

- Kuat aksial rencana dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.5.2.
- Perhitungan kuat geser yang disumbangkan oleh beton dihitung berdasarkan SNI 2847:2013, pasal 11.9.6.
- Penulangan geser dinding geser dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.2.2.
- Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.9.9 rasio tulangan geser horizontal terhadap luas beton bruto penampang vertikal tidak boleh kurang dari 0,0025.

3.3.8 Perhitungan struktur bawah

Pondasi umumnya berlaku sebagai elemen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Dalam perencanaan pondasi dipergunakan pondasi tiang pancang dengan data tanah yang digunakan untuk perencanaan daya dukung didapat dari hasil SPT (*Standart Penetration Test*). Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung izin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok

3.3.8.1 Perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal

Perencanaan struktur pondasi menggunakan pondasi tiang pancang. Data tanah yang digunakan adalah data SPT (*Standard Penetration Test*). Untuk perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal, terdapat dua keadaan yang menentukan yaitu kekuatan bahan yang berdasarkan brosur dari tiang pancang WIKA, dan kekuatan tanah yang memakai metode Luciano Decourt (1982, 1996):

$$Q_L = Q_P + Q_S \qquad (3.103)$$

Keterangan:
Q_L= Daya dukung tanah maksimum pada pondasi
Q_P= Daya dukung pada dasar pondasi
Q_S= Daya dukung akibat lekatan lateral

$$Q_P = \alpha\, q_P \times A_P = \alpha(\check{N}_P \times K) \times A_P \qquad (3.104)$$

Keterangan:
$\check{N}_P$ = Harga rata-rata SPT disekitar 4B atas hingga 4B bawah dasar tiang pondasi
(B = diameter pondasi)
K = Koefisien karakteristik tanah:

- 12 t/m^2, untuk lempung
- 20 t/m^2, untuk lanau berlempung
- 25 t/m^2, untuk lanau berpasir
- 40 t/m^2, untuk pasir

A_P = Luas penampang dasar tiang
q_P = Tegangan diujung tiang
α = base coefficient

$$Q_S = \beta \times q_S \times A_S = \beta \left(\check{N}_S/3 + 1 \right) \times A_S \qquad (3.105)$$

Keterangan:
q_S = Tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m^2
$\check{N}_S$ = Harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, denganbatasan : $3 \leq N \leq 50$
A_P = luas selimut tiang
β = shaft coefficient

Tabel 3.12 Koefisien harga α dan β

Pile/Soil	Clay		Intermediate Soil		Sands	
	α	β	α	β	α	β
1. Driven Pile	1	1	1	1	1	1
2. Bored Pile	0,85	0,80	0,60	0,65	0,50	0,50
3. Injected Pile	1	3	1	3	1	3

3.3.8.2 Perencanaan daya dukung tiang pancang kelompok

Untuk kasus daya dukung group pondasi, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut dengan koefisien efisiensi (C_e).

$$Q_{L\,(group)} = Q_{L\,(1\ tiang)} \times n \times C_e \qquad (3.106)$$

Keterangan:
n = jumlah tiang dalam grup
C_e = koefisien efisiensi
$Q_{L\ (group)}$ = daya dukung tiang pancang kelompok
$Q_{L\ (1\ tiang\ )}$= daya dukung 1 tiang pancang

Untuk menghitung koefisien efisiensi C_e, digunakan cara *Converse – Labarre :*

$$C_e = 1 - \frac{arc\ \tan\left(\frac{\phi}{s}\right)}{90^0}\ x\left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \qquad (3.107)$$

Keterangan:
Ø = diameter tiang pondasi
S = jarak as ke as antar tiang dalam group
m = jumlah baris tiang dalam group
n = jumlah kolom tiang dalam group
C_e = 0,9 – 1,0 (untuk jarak antar tiang pancang $\geq$ 3 Ø)

Bila di atas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekivalen (P_v) yang bekerja pada sebuah tiang adalah:

$$P_V = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y\ \ x_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x\ \ y_{\max}}{\sum y^2} \qquad (3.108)$$

Keterangan :
P_v = Beban vertical ekivalen
V= Beban vertical dari kolom
N = Banyaknya tiang dalam group

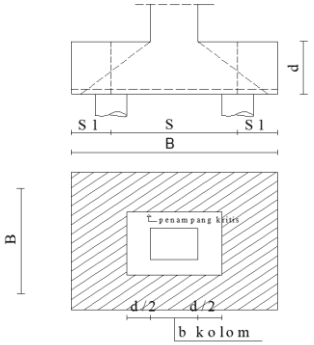
M_x = Momen terhadap sumbu x
M_y = Momen terhadap sumbu y
x_{max} = Absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
y_{max} = Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
$\sum x^2$ = Jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group
$\sum y^2$ = Jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group

3.3.8.3 Perencanaan tebal *poer*

Untuk merencanakan tebal *poer* harus memenuhi syarat yaitu kuat geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons, dimana nilai Vc diambil dari persamaan :

$$Vc = \left(1 + \frac{2}{\beta c}\right) . \frac{1}{6} . \sqrt{f'_c} . b_o . d \qquad (3.109)$$

$$c = \frac{1}{3}\sqrt{f'_c} . b_o . d \qquad (3.110)$$



Gambar 3.10 Penampang Kritis Pada Pondasi

Keterangan:
βc = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

b_o = keliling dari penampang kritis
= 4 . (0,5 . d + b kolom + 0,5 . d)

Untuk memenuhi syarat akan kebutuhan tebal *poer* dapat dirumuskan sebagai berikut

$$\phi Vc > Vu \qquad (3.111)$$

Keterangan:

ϕ = 0,75

Vc = Kuat geser pons beton

Vu = Gaya geser akibat kolom

3.3.8.4 Perencanaan penulangan lentur

Perencanaan tulangan lentur berdasarkan momen ultimate yang terjadi akibat tiang pancang terhadap muka kolom dengan perhitungan sebagai berikut :

$$\rho min = 0.002 \text{ (untuk fy = 240mpa)} \qquad (3.112)$$

$$\rho min = 0.0018 \text{ (untuk fy selain 240mpa)} \qquad (3.113)$$

$$m = \frac{f_y}{0{,}85 \,.f'_c} \qquad (3.114$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \,.\, d^2} \qquad (3.115)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \,.\, m \,.Rn}{f_y}}\right) \qquad (3.116)$$

$$As = \rho \,.\, b \,.s \qquad (3.117)$$

3.3.9 Penggambaran teknik

Menggambar hasil modifikasi perencanaan struktur menggunakan program bantu

(halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB IV
HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Preliminary Desain

Preliminary desain merupakan proses perencanaan awal yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi struktur gedung.

4.1.1 Perencanaan Dimensi Balok Induk Beton

Tinggi minimum balok induk direncanakan sesuai dengan SNI 2847:2013 Ps. 9.5.2 (tabel 9.5(a). Tebal minimum balok non prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung). Untuk fy selain 420 MPa nilainya harus dikalikan dengan (0,4 fy/700). Direncanakan menggunakan tulang fy=420 Mpa, sehingga dimensi balok induk direncanakan:

- Balok induk memanjang

$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{7200}{16}$ = 450 mm ≈ 500 mm

$b = \frac{2}{3}h = \frac{2x450}{3}$ = 300 mm

Direncakanan dimensi balok induk memanjang 30/50 cm

- Balok induk melintang

$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{7200}{16}$ = 450 mm ≈ 500 mm

$b = \frac{2}{3}h = \frac{2x450}{3}$ = 300 mm

Direncanakan dimensi balok induk melintang 30/50 cm.

4.1.2 Perencanaan Dimensi Balok Anak Beton

Tinggi minimum balok anak direncanakan sesuai dengan SNI 2847:2013 Ps. 9.5.2 (tabel 9.5(a). Tebal minimum balok non prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung). Untuk fy selain 420 MPa nilainya harus dikalikan dengan (0,4 fy/700).

Direncanakan menggunakan tulang fy=420 Mpa, sehingga dimensi balok induk direncanakan:

- Balok anak

$h_{min} = \frac{L}{21} = \frac{7200}{21}$ = 342,86mm ≈ 400 mm

$b = \frac{2}{3}h = \frac{2*342,86}{3}$ = 228,57 mm ≈ 300 mm

Direncanakan dimensi balok induk memanjang sebesar 30/40 cm.

4.1.3 Perencanaan Dimensi Tebal Pelat Beton

Direncanakan tebal pelat 15 cm dan ukuran balok 40/60 cm.

Perhitungan lebar efektif:

1. be1 = L/4 = 720/4 = 180
2. $be2 = bw + 8t$ = 30 + 8x15 = 150
3. $be3 = bw + \frac{1}{2}S$ = 30 + 0.5x260 = 160 cm

$$k = \frac{1+\left(\frac{be}{bw}-1\right)\left(\frac{hf}{hw}\right)\left[4-6\left(\frac{hf}{hw}\right)+4\left(\frac{hf}{hw}\right)^2+\left(\frac{be}{bw}-1\right)\left(\frac{hf}{hw}\right)^3\right]}{1+\left(\frac{be}{bw}-1\right)\left(\frac{hf}{hw}\right)}$$

$$k = \frac{1+\left(\frac{150}{30}-1\right)\left(\frac{15}{50}\right)\left[4-6\left(\frac{15}{50}\right)+4\left(\frac{15}{50}\right)^2+\left(\frac{150}{30}-1\right)\left(\frac{15}{50}\right)^3\right]}{1+\left(\frac{150}{30}-1\right)\left(\frac{15}{50}\right)}$$

k = 1,910

$$I_{balok} = \frac{1}{12}\times k\times b\times h^3 \qquad I_{pelat} = bs\times\frac{t^3}{12}$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12}\times 1{,}910\times 30\times 50^3 \qquad I_{pelat} = 720\times\frac{15^3}{12}$$

$$I_{balok} = 596818{,}182\text{cm}^4 \qquad I_{pelat} = 202500\text{cm}^4$$

$$\alpha_m = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{596818{,}182}{202500} = 2{,}947 > 2$$

Sehingga harus sesuai persyaratan SNI 2847:2013 pasal 9.5

$$h_{\min} = \frac{L_n\left(0{,}8 + fy/1400\right)}{36 + 9\beta}$$

$$= \frac{720\left(0{,}8 + 420/1400\right)}{36 + 9\left(\frac{720}{260}\right)}$$

$$= 13\text{cm}$$

Tebal pelat yang direncanakan 15 cm telah memenuhi syarat tetapi pada perencanaan menggunakan tebal pelat 13 cm.

4.1.4 Perencanaan Dimensi Kolom *Basement*

Kolom harus direncanakan untuk mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.

Pembebanan pada kolom berdasarkan SNI 1727:2013 untuk beban mati dan SNI 1727:2013 untuk beban hidup, yang diberikan di tiap lantainya sebagai perencanaan pembebanan kolom.

1. Beban Mati

Tabel 4.1 Beban Mati Keseluruhan Bangunan

Jenis	b (m)	I (m)	h (m)	n Lantai	Total	Pengali	Berat (kg)
Plafon & Penggantung	7,2	7,2	-	12	622,08	18	11.197
MEP	7,2	7,2	-	12	622,08	25	15.552
Spesi	7,2	7,2	-	12	622,08	21	13.064
Keramik	7,2	7,2	-	12	622,08	24	14.930
Beton Pelat Floor Deck	7,2	7,2	0,09	12	55,9872	2400	134.369
Floor Deck	7,2	7,2	-	12	622,08	10,1	6.283
Balok Memanjang	7,2	7,2	-	12	622,08	137	85.225
Balok Melintang	7,2	7,2	-	12	622,08	137	85.225
Kolom Beton CFT Lt. 1-6	0,6	0,6	4,2	6	9,072	2400	21.773
Kolom Beton CFT Lt. 7-12	0,55	0,55	4,2	6	7,623	2400	18.295
Kolom Baja CFT Lt. 1-6		0,0568	4,2	6	1,43136	7850	11.236
Kolom Baja CFT Lt. 7-12		0,0518	4,2	6	1,30536	7850	10.247
Beton Bassement	7,2	7,2	0,15	1	7,776	2400	18.662
Balok Bassement Memanjang	7,2	7,2	0,135	1	6,9984	2400	16.796
Balok Bassement Melintang	7,2	7,2	0,135	1	6,9984	2400	16.796
Total							479.651

2. Beban Hidup

Tabel 4.2 Beban Hidup Keseluruhan Bangunan

Jenis	b (m)	I (m)	h (m)	n Lantai	Total	Pengali	Berat (kg)
Atap	7,2	7,2	-	1	51,84	97,89	10149,235
Lantai	7,2	7,2	-	12	622,08	195,78	121790,82
Total							131940,06

3. Beban berfaktor

$q_u = 1,2\ q_D + 1,6\ q_L$

$= 1,2 \times 479651 + 1,6 \times 131940$

$= 786685,5$kg

4. Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi (ϕ=0.65).

$$A = \frac{W}{\emptyset f'c} = \frac{786685,5}{0,65x40 * 9.81} = 3087,462 \text{ cm2}$$

$$b = h = \sqrt{30847,462} = 56 \approx 100 \text{ cm}$$

Direncanakan dimensi kolom pada *basement* menggunakan dimensi 100/100 cm.

4.1.5 Perencanaan Dimensi Shearwall *Basement*

Bedasarkan peraturan SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.1 ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bagian dinding yang ditopang secara lateral, diambil yang terkecil, dan tidak kurang daripada 100 mm.

$T \geq H/25 = 4200/25 = 168$ mm

$T \geq L/25 = 7200/25 = 288$ mm ≈ 300 mm

Direncanakan tebal dinding geser sebesar 300 mm

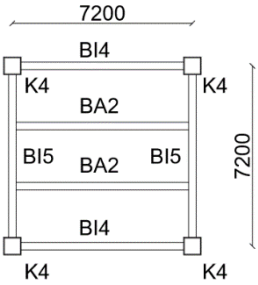
4.2 Struktur Sekunder

4.2.1 Perencanaan Pelat

Perencanaan pelat lantai pada gedung ini menggunakan bantuan tabel perencanaan praktis dari PT SUPER FLOOR DECK®. Spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Beban mati (berat sendiri bondek dan pelat beton) sudah diperhitungkan
- Berat berguna yang digunakan adalah jumlah beban hidup dan beban-beban finishing lainnya
- Bondex menggunakan tebal 0,75 mm
- Mutu baja tulangan U-48 (f_y = 4800 kg/cm^2)
- Bondex dengan satu baris penyangga.

4.2.1.1 Perencanaan Pelat Atap



Gambar 4.1 Pelat Atap yang Direncanakan

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai atap ini menggunakan SNI 1727-2013.

- Beban Mati (PPIUG1983)
  - Berat spesi cm (1x21) = 21 kg/m^2
  - Berat plafon + penggantung (11+7) = 18 kg/m^2
  - Berat MEP = 25 kg/m^2 +
  - Total (q_D) = 64 kg/m^2

- Beban Hidup (SNI 1727-2013)
  - Lantai atap = 97,893kg/m^2
  - Total (q_L) = 97,893 kg/m^2

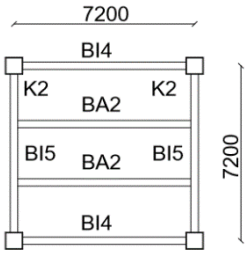
- Beban Berguna

  q_u = $q_D + q_L$
  = 64 + 97,893
  = 161,89 kg/m^2

- Data-data perencanaan pelat bondek
- Bentang = 2,4 m
- Beban berguna = 161,89 kg/m^2
- Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat = 9 cm dan tulangan negatif (As min) = 1,71 cm^2/m. Digunakan wiremesh PT. Union Metal dengan mutu U-50

- Menentukan tulangan negatif
- Konversi tulangan
  $As\ pakai = 3{,}42 \times \frac{4800}{5000} = 3{,}28$ cm^2/m
- Menentukan wiremesh pakai
  Dari Tabel Wiremesh produksi PT. Union Metal didapatkan menggunakan M8-250 mm (As = 3,28 cm^2/m)
  Sehingga, dipasang tulangan negatif M6-50 mm.

4.2.1.2 Perencanaan Pelat Lantai



Gambar 4.2 Pelat Lantai yang Direncanakan

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai ini menggunakan SNI 1727-2013.

- Beban Mati (PPIUG1983)
  - Berat dinding = 100 kg/m^2
  - Berat spesi 1 cm = 21 kg/m^2

- Berat keramik = 24 kg/m^2
- Berat plafon + penggantung (11+7) = 18 kg/m^2
- Berat MEP = 25 kg/m^2 +

Total (q_D) = 188 kg/m^2

- Beban Hidup (SNI 1727-2013)

- Lantai perkuliahan = 195,785 kg/m^2

Total (q_L) = 195,785 kg/m^2

- Beban Berguna

- q_U = $q_D + q_L$
  = 188 + 195,785
  = 383,785 kg/m^2

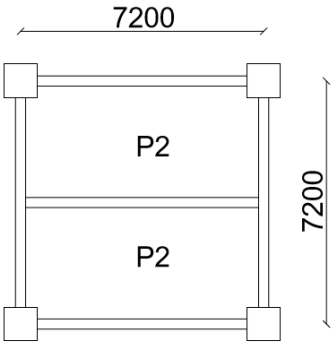
- Data-data perencanaan pelat bondek

- Bentang = 2,4 m
- Beban berguna = 383,78 kg/m^2
- Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat = 9 cm dan tulangan negatif (As min) = 4,96 cm^2/m. Digunakan wiremesh PT. Union Metal dengan mutu U-50

- Menentukan tulangan negatif

- Konversi tulangan
  $As\ pakai = 4{,}96 \times \frac{4800}{5000} = 4{,}76$ cm^2/m
- Menentukan wiremesh pakai
  Dari Tabel Wiremesh produksi PT. Union Metal didapatkan menggunakan M10-150 mm.
- Sehingga, dipasang tulangan negatif M10-150 mm.

4.2.1.3 Perencanaan Pelat Beton



Gambar 4.3 Pelat Lantai 1 yang Direncanakan

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai ini menggunakan SNI 1727-2013.

- Beban Mati (PPIUG1983)

-	Berat beton (0,13x2400)	= 312 kg/m^2
-	Berat spesi 1 cm	= 21 kg/m^2
-	Berat keramik	= 24 kg/m^2
-	Berat plafon + penggantung (11+7)	= 18 kg/m^2
-	Berat MEP	= 25 kg/m^2 +
Total		= 400 kg/m^2

- Beban Hidup (SNI 1727-2013)

-	Lantai	= 195,785 kg/ m^2
	Total (q_L)	= 195,785 kg/ m^2

- Beban Berfaktor
  $q_U = 1,2q_D + 1,6q_L$
  $= 1,2 \text{ x}400 + 1,6 \text{ x } 195,785)$
  $= 793,248 \text{ kg/m}^2$

Data-data perencanaan pelat beton:
Tebal pelat = 130 mm
Selimut beton = 30 mm
Lx = 360 cm
Ly = 720 cm
$\beta = \frac{Ly}{Lx} = \frac{720}{360} = 2 \leq 2$ (Pelat dua arah)
Mutu beton = 40 Mpa
Mutu tulangan = 420 Mpa

$$\beta 1 = 0,85 - 0,05\frac{(f'c-28)}{7} = 0,85 - 0,05\frac{(40-28)}{7} = 0,764$$

$$\rho b = \frac{0,85x\beta 1xf'c}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$$

$$\rho b = \frac{0,85x0,764x400}{420}\left(\frac{600}{600+420}\right) = 0,0363$$

$\rho max = 0.75\rho b$ = 0,75x0,0363 = 0,0273
$\rho min = \frac{1.4}{fy} = 0,0034$ atau
$\rho min = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.25x\sqrt{40}}{420}$ = 0,0038
ρmin dipakai 0,0038

$$m = \frac{fy}{0.85f'c} = \frac{420}{0,85x40} = 12,353$$

dx = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan bawah
dx = 130 – 30 - (0,5x10) = 95 mm
dy = tebal pelat - selimut beton – diameter tulangan bawah -0,5 diameter tulangan atas
dy = 130 – 30 – 10 - (0,5x10) = 85 mm

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut:

Mlx = 0.001 . qu . Lx^2 . X = 0.001 . 793,248 . $3,6^2$. 41
= 421,5 kgm
Mtx = -0.001 . qu . Lx^2 X = -0.001 . 793,248 . $3,6^2$. 83
= -853,281 kgm
Mly = 0.001 . qu . Lx^2 X = 0.001 . 793,248. $7,2^2$. 12
= 493,464kgm
Mty = -0.001 . qu . Lx^2 X= -0.001 . 793,248. $7,2^2$. 57
= -2493,95 kgm

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah X

$$Rn = \frac{Mu}{\phi bdx^2} = \frac{853,281}{0,9.1000.95^2} = 0,1$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{12.352}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x12,353x1,01}{420}}\right) =$$

$\rho = 0,002$

$\rho\ pakai = 0,0038$

ASperlu = ρbd =0,0038 x 1000 x 95 = 361 mm^2

$$S = \frac{0,25x\pi x\emptyset^2x1000}{Asperlu} = \frac{0,25x\pi x10^2x1000}{361} = 217,45\ mm$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D10-100

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah Y

$$Rn = \frac{Mu}{\phi bdx^2} = \frac{2343,953x1000}{0,9.1000.85^2} = 0,36$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{12,353}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x12,353x0,36}{420}}\right)$$

ρ = 0,0008

$\rho\ pakai = 0,0038$

ASperlu=ρbd=0,0038x1000x85= 323 mm^2

$$S = \frac{0,25x\pi x\emptyset^2x1000}{Asperlu} = \frac{0,25x\pi x10^2x1000}{323} = 243,03\ mm$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D10-200.

Tabel 4.3 Rekapitulasi Penulangan Pelat

Tower	Tipe Pelat	Bentang (m)		Dipakai	
		Ly	Lx	Arah X	Arah Y
A	P2	7,2	3,6	D10 - 100	D10 - 200
	P3	3,6	2	D10 - 100	D10 - 200
B	P2	7,2	3,6	D10 - 100	D10 - 200
	P3	3,6	2	D10 - 100	D10 - 200

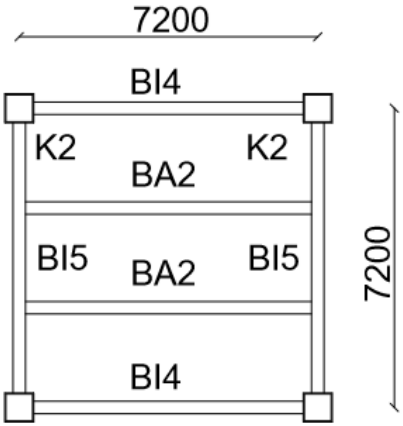
4.2.2 Perencanaan Balok Anak

Fungsi dari balok anak adalah meneruskan serta membagi beban yang dipikul pelat lantai ke balok induk. Balok anak didesain sebagai struktur sekunder sehingga dalam perhitungan tidak menerima beban lateral yang diakibatkan oleh gempa.

4.2.2.1 Balok Anak Lantai Atap

Menggunakan profil WF 400 x 300 x 9 x 14

W = 94,3 kg/m r = 22 mm bf = 299 mm
A = 120,1 cm^2 Zx = 1846 cm^3 fy = 250 Mpa
t_w = 9 mm iy = 7,21 cm fu = 410 Mpa
t_f = 14 mm Ix = 33700 cm^4
d = 386 mm Iy = 6240 cm^4
h = 314 mm



Gambar 4.4 Balok Anak Lantai Atap

a. Pembebanan pada Balok Anak Lantai Atap

- Beban Mati (PPIUG1983)
- Berat pelat bondek 10,1 x 2,4 = 24,24 kg/m
- Berat spesi (1cm) 1 x 21 x 2,4 = 50,4 kg/m
- Berat beton (10 cm) 0,11 x 2,400 x 2,4 = 576 kg/m
- Berat plafond + penggantung (11 + 7) x 2,4 = 43,2 kg/m
- Berat ducting dan plumbing 25 x 2,4 = 60 kg/m
- Berat profil = 94,3 kg/m +

q_d = 848,14 kg/m

- Sambungan (10%) = 84,814 kg/m +

q_d = 932,954 kg/m

- Beban Hidup (SNI 1727-2013)
- q_l = 2,4 m x 97,89 kg/m^2 = 234,936 kg/m

- Beban Berguna

- $Q_u = 1,2 . q_d + 1,6 . q_l$
  $= 1,2 . 932,954 + 1,6 . 234,936$
  $= 1495,44$ kg/m

b. Gaya Dalam pada Balok Anak Lantai Atap

- Momen yang terjadi

$M_U = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1495,44 \times 7,2^2$
$= 9690,46$ kg.m

- Gaya Geser yang terjadi

$V_U = \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 1495,44 \times 7,2$
$= 5383,59$ kg

c. Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Lentur

- Kontrol terhadap Tekuk Lokal

- Pelat Sayap

$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{299}{2(14)} = 10,67$

$\lambda p = 0,38\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0,38\sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 10,67 < 10,752 \rightarrow$ penampang kompak

- Pelat Badan

$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{314}{9} = 34,8$

$\lambda p = 3,76\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 3,76\sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,34$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 34,8 < 106,34 \rightarrow$ penampang kompak

- Penampang Kompak, maka $M_n = M_p$

$M_p = f_y . Z_x$
$= 2500 \times 1846$
$= 4615000$ kg.cm
$= 46150$ kg.m

- Cek Kemampuan Penampang

$Ø_b$. $M_n \geq M_u$

$Ø_b$. M_n = 0,9 x 4610

= 41535 kg.m > 9690,46 kg.m → OK !

- Kontrol terhadap Tekuk Lateral

Lb = 720 cm

Lp = 358,91 cm

Lr = 1056,78 cm

Lp < Lb < Lr → Bentang Menengah.

- Bentang Me nengah, maka

$$Mn = Cb\left[Mp - (Mp - 0{,}7FySx)\left(\frac{Lb-Lp}{Lr-Lp}\right)\right] < Mp$$

- Reaksi Perletakan

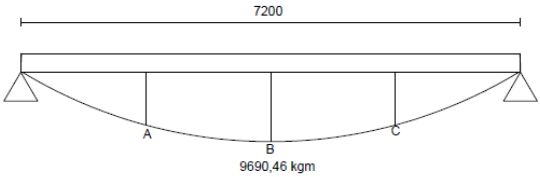
$R_A = R_B = \frac{qu.l}{2}$

$= \frac{1495{,}4424 \times 7{,}2}{2}$

= 5383,592 kg

Mmax = 9690,466 kg.m

Vu = 5383,592 kg



Gambar 4.5 Diagram Momen Balok Anak

M_A = M_C

= R_A x (L/4) - q_u x (L/4) x (L/8)

= 5383,592 x 1,8 – 1495,44 x 1,8 x 0,9

= 7776,3 kg.m

M_B = M_{Max}

= 9690,466 kg.m

$$Cb = \frac{12{,}5\,Mmax}{2{,}5\,Mmax + 3M_A + 4\ M_B + 3\ M_C} \leq 2{,}3$$

$Cb = \frac{12,5 \times 9690,466}{2,5 \times 9690,466 + 3 \times 7776,3 + 4 \times 9690,466 + 3 \times 7776,3} \leq 2,3$

Cb = 1,1 ≤ 2,3 → Cb = 1,1

M_p = Zx . fy

= 1286 . 1846 = 4615000 kg.cm

= 46150 kg.m

$M_n = 1.13 \left[4615000 - (4615000 - 0,7x2500x1740)\left(\frac{720-358,91}{1056,78-358,91}\right)\right]$

= 4200980,012

M_n = 4200980,012 kg.cm < M_p maka dipakai M_n

- Cek Kemampuan Penampang

$Ø_b . M_n \geq M_u$

$Ø_b . M_n$ = 0,9 x 4200980,012

= 37808,82011 kg.m ≥ 9690,466 kg.m → OK !

- Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Geser

$\frac{h}{t_w} = 34,89 : 2,24\sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,356$

karena $\frac{h}{t_w} \leq 2,24\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ → 34,89 < 63,35 → Plastis

maka $V_n = 0,6\ f_y\ A_w$

= 0,6 x 2500 x (38,6 x 0,9) = 52110 kg

$Ø\ V_n \geq V_u$

$Ø\ V_n$ = 0,9 . 52110 kg

= 46899 kg > 5383,592 kg → OK !

- Kontrol Lendutan
  - L = 720 cm
  - $f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{720}{360} = 2\ cm$
  - $f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L).L^4}{E.I_x}$

    $= 0,6\ cm$

    $f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,6\ cm < 2\ cm$ → OK !

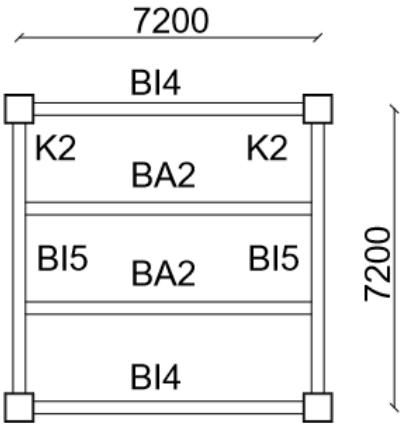
Tabel 4.4 Rekapitulasi Balok Anak Atap

Tower	Tipe	Bentang (m)		Profil
		Ly	Lx	
A	BA 4	7,2	2,4	WF 400x300x9x14
	BA 5	7,2	3,6	WF 400x300x9x14
B	BA 4	7,2	2,4	WF 400x300x9x14
	BA 5	7,2	3,6	WF 400x300x9x14

4.2.2.2 Balok Anak Lantai

Menggunakan profil WF 400 x 300 x 9 x 14

W = 94,3 kg/m r = 22 mm bf = 299 mm
A = 120,1 cm^2 Zx = 1846 cm^3 fy = 250 Mpa
t_w = 9 mm iy = 7,21 cm fu = 410 Mpa
t_f = 14 mm Ix = 33700 cm^4
d = 386 mm Iy = 6240 cm^4
h = 314 mm



Gambar 4.6 Balok Anak Lantai

d. Pembebanan pada Balok Anak Lantai

- Beban Mati (PPIUG1983) :
- Berat pelat bondek 10,1 x 2,4 = 26,4 kg/m
- Berat spesi (1 cm) 1 x 21 x 2,4 = 50,4 kg/m
- Berat beton (11 cm) 0,11 x 2400 x 2,4 = 576 kg/m
- Berat plafond + penggantung (11 + 7) x 2,4 = 16,8 kg/m
- Berat ducting dan plumbing 25 x 2,4 = 60 kg/m
- Berat keramik = 57,6 kg/m
- Berat profil = 94,3 kg/m +

q_d = 905,74 kg/m

- Sambungan (10%) = 90,574 kg/m +

q_d = 996,31 kg/m

- Beban Hidup (SNI 1727-2013) :
- q_l = 2,4 m x 195,78 kg/m^2 = 468,87kg/m
- Beban Berguna :
- $Q_U = 1{,}2 \cdot q_d + 1{,}6 \cdot q_l$

  = 1,2 . 996,31 + 1,6 . 468,87 = 1947,372 kg/m

e. Gaya Dalam pada Balok Anak Lantai

- Momen yang terjadi

$M_U = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1947{,}372 \times 7{,}2^2$

= 12618,97 kg.m

- Gaya Geser yang terjadi

$V_U = \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 1947{,}372 \times 7{,}2$

= 7010,53 kg

f. Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Lentur

- Kontrol terhadap Tekuk Lokal
- Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{299}{2(14)} = 10{,}67$$

$$\lambda p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0{,}38\sqrt{\frac{200000}{250}} = 10{,}74$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 10{,}67 < 10{,}752 \rightarrow$ penampang kompak

- Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{314}{9} = 34{,}8$$

$$\lambda p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 3{,}76\sqrt{\frac{200000}{250}} = 106{,}34$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 34{,}8 < 106{,}34 \rightarrow$ penampang kompak

- Penampang Kompak, maka $M_n = M_p$

$M_p = f_y \cdot Z_x$

$= 2500 \times 1846$

$= 4615000$ kg.cm

$= 46150$ kg.m

- Cek Kemampuan Penampang

$\emptyset_b \cdot M_n \geq M_u$

$\emptyset_b \cdot M_n = 0{,}9 \times 4610$

$= 41535$ kg.m $> 12618{,}97$ kg.m $\rightarrow$ OK !

- Kontrol terhadap Tekuk Lateral

Lb = 720 cm

Lp = 358,91 cm

Lr = 1056,78 cm

Lp < Lb < Lr → Bentang Menengah.

- Bentang Me nengah, maka

$$Mn = Cb\left[Mp - (Mp - 0{,}7FySx)\left(\frac{Lb-Lp}{Lr-Lp}\right)\right] < Mp$$

- Reaksi Perletakan

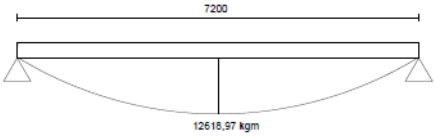
$R_A = R_B = \frac{qu.l}{2}$

$= \frac{1947{,}372 \times 7{,}2}{2}$

$= 7010{,}53$ kg

Mmax = 12618,97 kg.m

Vu = 7010,53 kg



Gambar 4.7 Diagram Momen Balok Anak

M_A = M_C
= R_A x (L/4) - q_u x (L/4) x (L/8)
= 7010,53 x 1,8 – 1947,372 x 1,8 x 0,9
= 10126,33 kg.m
M_B = M_{Max}
= 12618,97 kg.m

$$Cb = \frac{12,5\,Mmax}{2,5\,Mmax + 3M_A + 4\ M_B + 3\ M_C} \leq 2,3$$

$$Cb = \frac{12,5\times 12618,97}{2,5\times 12618,97+3\times 10126,33+4\times 12618,97+3\times 10126,33} \leq 2,3$$

Cb = 1,1 ≤ 2,3 → Cb = 1,1
M_p = Zx . fy
= 1286 . 1846 = 4615000 kg.cm
= 46150 kg.m

$$M_n = 1.13\left[4615000 - (4615000 - 0,7x2500x1740)\left(\frac{720-358,91}{1056,78-358,91}\right)\right]$$

= 4200980,012

M_n = 4200980,012 kg.cm < M_p maka dipakai M_n

- Cek Kemampuan Penampang

$Ø_b$. $M_n \geq M_u$
$Ø_b$. M_n = 0,9 x 4200980,012
= 37808,82011 kg.m ≥ 12618,97 kg.m → OK !

- Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Geser

$$\frac{h}{t_w} = 34,89 : 2,24\sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,356$$

karena $\frac{h}{t_w} \leq 2{,}24\sqrt{\frac{E}{Fy}} \rightarrow 34{,}89 < 63{,}35 \rightarrow$ Plastis

maka $V_n = 0{,}6\ f_y\ A_w$
$= 0{,}6 \times 2500 \times (38{,}6 \times 0{,}9) = 52110$ kg

Ø $V_n \geq V_u$

Ø $V_n = 0{,}9 \cdot 52110$ kg
$= 46899$ kg > 7010,53 kg → OK !

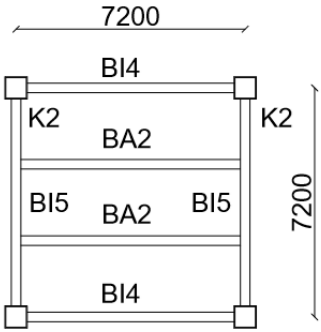
- Kontrol Lendutan
  - L = 720 cm
  - $f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{720}{360} = 2\ cm$
  - $f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L).L^4}{E.I_x}$
    $= 0{,}761\ cm$
    $f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0{,}761\ cm < 2\ cm \rightarrow$ OK !

Tabel 4.5 Rekapitulasi Balok Anak Lantai

Tower	Tipe	Bentang (m)		Profil
		Ly	Lx	
A	BA 2	7,2	2,4	WF 400x300x9x14
	BA 3	7,2	3,6	WF 400x300x9x14
B	BA 2	7,2	2,4	WF 400x300x9x14
	BA 3	7,2	3,6	WF 400x300x9x14

4.2.2.2 Balok Anak Beton

Konfigurasi balok anak yang direncanakan dengan bentang 7,2 m.



Gambar 4.8 Balok Anak yang Direncanakan

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai ini menggunakan SNI 1727-2013.

- Beban Mati
- Berat pelat (0,13 x 2400) = 312 kg/m^2
- Berat spesi 1 cm = 21 kg/m^2
- Berat keramik = 24 kg/m^2
- Berat plafon + penggantung (11+7) = 18 kg/m^2
- Berat MEP = 25 kg/m^2 +

  q_d = 400 kg/m^2
- Berat sendiri balok (0,3x0,4x2400) = 288 kg/m
- Beban Hidup
- Lantai q_l = 195,785kg/ m^2

- Gaya Dalam pada Balok Anak

Mu tumpuan= R_A x (L/4) - q_u x (L/4) x (L/8)

$= \frac{1}{2} \times 1138{,}8 \times 7{,}2 \times (\frac{7{,}2}{4}) - 1138{,}8 \times (\frac{7{,}2}{4}) \times (\frac{7{,}2}{8})$

= 5534,8 kg.m

Mu lapangan = $\frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1138{,}8 \times 7{,}2^2$

= 7379,735 kg.m

Vu $= \frac{1}{2} \times 1138{,}8 \times 7$

= 4099,85 kg

Data-data perencanaan balok anak beton:
Mutu beton = 30 Mpa
Mutu tulangan = 420 Mpa
Diameter tulangan longitudinal = 22 mm, As = 3,801 cm^2
Diameter tulangan sengkang = 13 mm, As = 1,327 cm^2
b = 300 mm
h = 400 mm
Selimut beton = 40 mm
d = h - selimut beton - 0,5 tulangan longitudinal - tulangan sengkang
d = 400 – 40 - (0,5x22) – 13 = 336 mm

$$\beta 1 = 0.85 - 0.05\frac{(f'c-28)}{7} = 0{,}85 - 0{,}05\frac{(30-28)}{7} = 0.835$$

$$\rho b = \frac{0.85x\beta 1xf'c}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$$

$$\rho b = \frac{0.85x0.764x300}{420}\left(\frac{600}{600+420}\right) = 0.0298$$

$\rho max = 0.75\rho b$ = 0.75x0,0298 = 0,0224

$\rho min = \frac{1.4}{fy} = 0{,}0034$

$\rho min = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.25x\sqrt{30}}{420}$ = 0,0032

ρmin dipakai 0,0034

$$m = \frac{fy}{0.85f'c} = \frac{420}{0.85x30} = 16{,}47$$

- Perhitungan tulangan positif tumpuan

$$Rn = \frac{Mu}{\phi bdx^2} = \frac{5534{,}8x10000}{0{,}9.300.336^2} = 1{,}816$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16{,}47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x16{,}47x1{,}816}{420}}\right) =$$

ρ = 0,004

ρ pakai = 0,004

Asperlu = ρbd = 0,004 x 300 x 336 = 452,51 mm^2

$$n = \frac{Asperlu}{As} = \frac{336}{452{,}51} = 1{,}191\ buah$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 2D22

- Perhitungan tulangan negatif tumpuan

$$Asmin = \frac{1}{2}As = \frac{452{,}51}{2} = 226{,}25\ \text{mm2}$$

$$n = \frac{Asperlu}{As} = \frac{168}{226{,}25} = 0{,}592\ buah$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 3D22

- Perhitungan tulangan positif lapangan

$$Rn = \frac{Mu}{\phi bdx^2} = \frac{7379{,}735x10000}{0{,}9.300.336^2} = 2{,}42$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16{,}47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x16{,}47x2{,}42}{420}}\right) =$$

ρ = 0,006

ρ pakai = 0,006

Asperlu = ρbd = 0,006 x 300 x 336 = 611,6 mm^2

$$n = \frac{Asperlu}{As} = \frac{336}{611{,}6} = 1{,}6\ buah$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 3D22

- Perhitungan tulangan negatif lapangan

$Asmin = \frac{1}{2} As = \frac{611,6}{2} = 305,8$ mm2

$n = \frac{Asperlu}{As} = \frac{168}{305,8} = 0,804\ buah$

Sehingga digunakan tulangan lentur 2D22

- Perhitungan tulangan geser

$Vu = 4099,853\ kg$

$Vs = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}bd = \frac{1}{3}\sqrt{30}.300.336 = 184034,77\ N$

$Vc = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}bd = \frac{1}{6}\sqrt{30}.300.336 = 92017,38\ N$

$$\phi(Vc + \frac{2}{3}\sqrt{fc'}bd) = 0.6\left(92017,38 + \frac{\left(\frac{2}{3}\sqrt{30}.300.336\right)}{10}\right)$$

$$\phi\left(Vc + \frac{2}{3}\sqrt{fc'}bd\right) = 276052,169\ kg$$

$$Vu \leq \phi\left(Vc + \frac{2}{3}\sqrt{fc'}bd\right)\ (OK)$$

$\phi(Vc) = 0,6(92017,38) = 55210$ kg

$\phi(Vc + Vs) = 0.6(184034,77 + 92017,38) = 165631\ kg$

$\phi(Vc) < V < \phi(Vc + Vs) \rightarrow memenuhi\ kategori\ 3$

Syarat Smaks < d/2 = 336/2 = 168 mm

Av = 2 x 132,73 = 265,46 mm^2

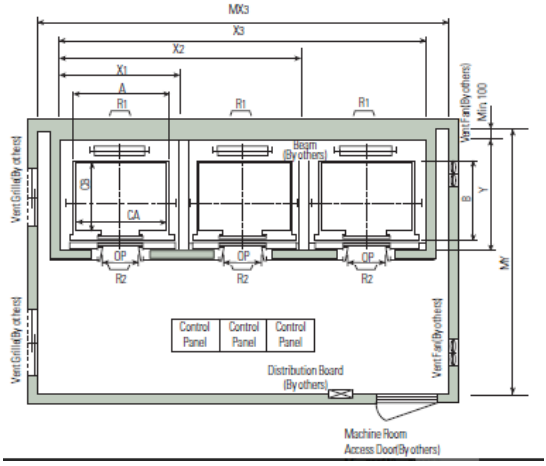
$S = \frac{Av.fy.d}{Vs} = \frac{265,46.420.336}{184034,77} = 203,51\ mm$

Sehingga dipasang D13 - 200 mm

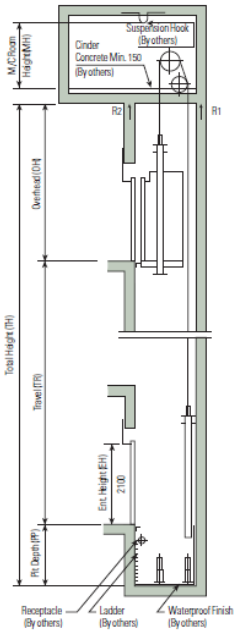
4.2.3 Perencanaan Balok *Lift*

Pada perencanaan balok *lift* ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin *lift* yaitu terdiri dari balok penumpu dan balok penggantung *lift*. Pada bangunan ini menggunakan *lift* penumpang dengan data-data sebagai berikut (untuk lebih jelasnya lihat lampiran brosur *lift*) :

- Tipe lift : *Passenger Elevators*
- Merek : HYUNDAI
- Kapasitas : 15 Orang / 1150 kg
- Lebar pintu (*opening width*) : 1100 mm
- Dimensi ruang luncur (*hoistway inside*) *3 Car* : 7850 x 2030 mm^2
- Dimensi sangkar (*Car size*)
  Internal : 1800 x 1500 mm^2
  Eksternal : 1660 x 1665mm^2
- shearBeban reaksi ruang mesin :
  R_1 = 5430 kg
  R_2 = 4300 kg



Gambar 4.9 Denah *Lift*



Gambar 4.10 Potongan Melintang *Lift*

4.2.3.1 Balok Penggantung Lift

Balok penggantung *lift* direncanakan menggunakan profil WF 600 x 300 x 12 x 20

W	= 151 kg/m	r	= 28 mm
h	= 588 2(20+28)	A	= 192,5 cm^2
Zx	= 4309 cm^3	t_w	= 12 mm
iy	= 24.8 cm	bf	= 300 mm
t_f	= 20 mm	Ix	= 118000 cm^4
d	= 588 mm	Iy	= 9020 cm^4

a. Pembebanan pada balok penggantung lift

- Beban Mati
- Berat profil = 151 kg/m
- Sambungan (10%) = 15,1 kg/m +

q_d = 166,1kg/m

- Beban Berguna
- $Q_U = 1,4 \cdot q_d$

$= 1,4 \cdot 166,1$ = 232,554 kg/m

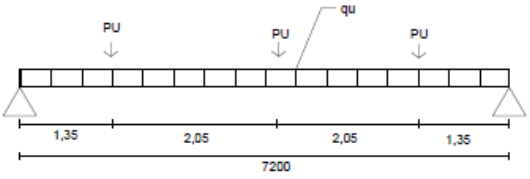
- Beban Terpusat Lift

Pada pasal 4.7 *Impact Load* RSNI-03-1727-2013 (Peraturan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung) menyatakan bahwa semua beban elevator harus ditingkatkan 100% untuk beban kejut dan tumpuan struktur harus direncanakan berdasarkan batas lendutan, atau spesifikasi teknik dari pembuat.

$PU_1 = R_1 \cdot (1 + 100\%) = 5430 \text{ x } (1 + 100\%) = 10860$ kg

$PU_2 = R_2 \cdot (1 + 100\%) = 4300 \text{ x } (1 + 100\%) = 8600$ kg

b. Perhitungan Gaya Dalam yang terjadi pada Balok Penumpu Lift



Gambar 4.11 Model Pembebanan Balok Penggantung *Lift*

- Reaksi perletakan

$R_A = R_B = \frac{3Pu+qu.l}{2}$

$= \frac{10860\times3 +232,554\times 7,2}{2}$

= 17127,144 kg

- Momen yang terjadi

Mu = (17127,144 x 3,6) – (10860 x 2,05) - (1/2 x 232,5 x $7,2^2$)
= 33367,28 kgm

- Gaya Geser yang terjadi

$V_U = R_a$ = 17127,144 kg

c. Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Lentur

- Kontrol terhadap Tekuk Lokal

- Pelat Sayap

$\lambda = \frac{b}{2.t_f} = \frac{300}{2.20} = 7,5$

$\lambda p = 0,38\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0,38\sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,75$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7,5 < 10,74$ → penampang kompak

- Pelat Badan

$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{492}{11} = 41$

$\lambda p = 3,76\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 3,76\sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,25$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 41 < 106,34$ → penampang kompak

- Penampang Kompak, maka $M_n = M_p$

$M_p = f_y . Z_x$ = 2500 . 4309 = 10772500 kg.cm
= 107725 kg.m

- Cek Kemampuan Penampang

$Ø_b . M_n \geq M_u$

$Ø_b . M_n$ = 0,9 x 107725
= 96952,5 kg.m ≥ 33367,28 kg.m → OK !

- Kontrol terhadap Tekuk Lateral

Lb = 720 cm

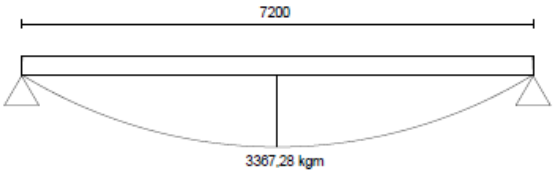
Lp = 340,995 cm

Lr = 1003,378 cm

Lp < Lb < Lr → Bentang Menengah.

- Bentang Menegah, maka

$$Mn = Cb\left[Mp - (Mp - 0{,}7FySx)\left(\frac{Lb-Lp}{Lr-Lp}\right)\right] < Mp$$



Gambar 4.12 Diagram Momen Balok Penggantung *Lift*

M_A = M_C
= R_A x (L/4) - q_u x (L/4) x (L/8) – Pu1 x (L/4-1,35)
= 17127,144 x 1,8 – 232,54 x 1,8 x 0,9 – 10860 x (1,8 x 1,45)
= 26651,14 kg.m

M_B = M_{Max}
= 33367,28 kg.m

$$Cb = \frac{12{,}5\,Mmax}{2{,}5\,Mmax + 3M_A + 4\ M_B + 3\ M_C} \leq 2{,}3$$

$$Cb = \frac{12{,}5\times 33367{,}28}{2{,}5\times 33367{,}28 + 3\times 26651{,}14 + 4\times 33367{,}28 + 3\times 26651{,}14} \leq 2{,}3$$

$Cb = 1{,}1 \leq 2{,}3 \rightarrow Cb = 1{,}1$

M_p = Zx . *fy*
= 4309 . 2500
= 10772500 kg.cm
= 107725 kg.m

$$M = 1{,}1\left[10772500 - (10772500 - 0{,}7x2500x4020)\left(\frac{720-340{,}9}{1003{,}3-340{,}9}\right)\right]$$

= 9557334,125

Mn = 4728873,26 kg.cm < Mp maka dipakai Mn

- Cek kemampuan penampang

$Ø_b \cdot M_n \geq M_u$

$Ø_b \cdot M_n$ = 0,9 x 95573,34 = 86016,007 kg.m ≥ 33367,28 kg.m → OK !

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{492}{11} = 41 : 2{,}24\sqrt{\frac{200000}{250}} = 63{,}356$$

karena $\frac{h}{t_w} \leq 2{,}24\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ → 41 < 63,356→ Plastis

maka $V_n = 0{,}6\ fy A_w$

= 0,6 x 2500 x (58,8 x 1,2) = 105840 kg

$Ø\ V_n \geq V_u$

$Ø\ V_n$ = 0,9 x 105840 kg

= 95256 kg ≥ 20730 kg → OK !

- Kontrol lendutan

- L = 720 cm

- $f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{720}{360} = 2$ cm

- $f^o = \frac{5(q)l^4}{384 \cdot EI_x} + \frac{(P)l^3}{48\,EI_x} + \frac{Pa}{24\,EI_x}(3l^2 - 4a^2)$

=0,39 cm

$f^o < f_{ijin}$ → 0,39 cm < 2 cm → OK !

4.2.4 Perencanaan Tangga

Tangga merupakan bagian dari struktur bangunan bertingkat sebagai penunjang antara struktur bangunan lantai dasar dengan struktur bangunan tingkat atasnya. Pada gedung Apartemen El Centro ini struktur tangga direncanakan sebagai tangga darurat dengan menggunakan konstruksi dari bondek.

4.1.4.1 Tangga Lantai Gedung

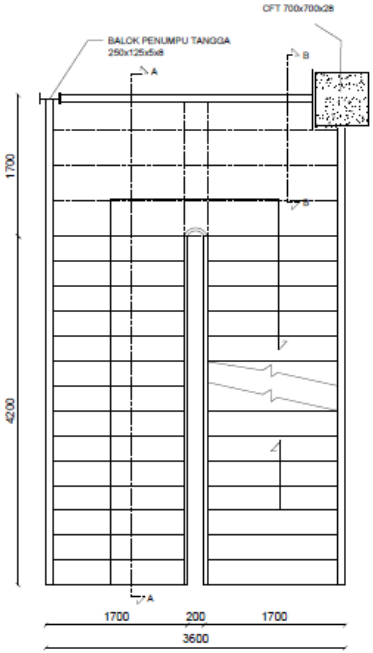
- Tinggi antar lantai = 420 cm
- Panjang bordes = 320 cm
- Panjang tangga = 420 cm
- Lebar tangga = 170 cm

- Lebar injakan (i) = 30 cm
- Tinggi injakan (t) = 15 cm
- Lebar pegangan tangga = 20 cm

- Perencanaan jumlah injakan tangga :
  Persyaratan-persyaratan jumlah injakan tangga
  60 cm ≤ (2t + i) ≤ 65 cm
  $25^{O} < 27^{O} < 40^{O}$

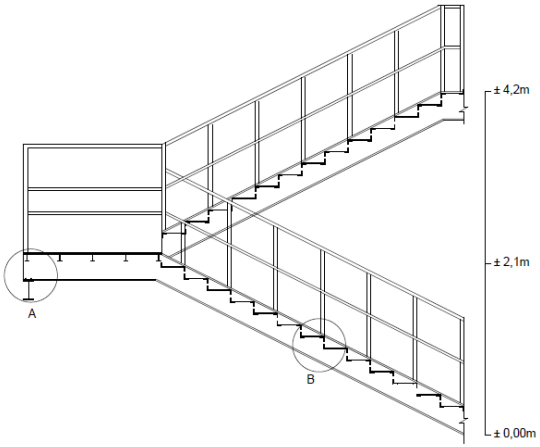
  Dimana :
  t = tinggi injakan (cm)
  i = lebar injakan (cm)
  a = kemiringan tangga

- Perhitungan jumlah injakan tangga
  - Tinggi injakan (t) = 15 cm
  - Jumlah tanjakan $= \frac{(420/2)}{15}$ = 14 buah
  - Jumlah injakan (n) = 14 - 1 = 13 buah
    60 cm ≤ (2 x 15 + 30) ≤ 65 cm
    60 cm ≤ (60) ≤ 65 cm → OK !
  - Lebar bordes = 100 cm
  - Lebar tangga = 170 cm
  - a = arc tg $\left(\frac{420/2}{300}\right) = 27^{O}$
    $25^{O} < 27^{O} \leq 40^{O}$ → OK !



Gambar 4.13 Denah Tangga

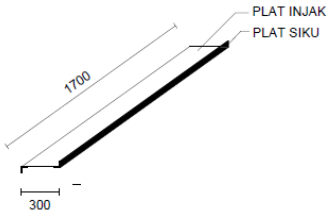
4.1.4.2 Perencanaan Pelat Anak Tangga



Gambar 4.14 Potongan Memanjang Tangga

Tebal pelat = 4 mm
Berat jenis baja = 7850 kg/m^3
Mutu baja BJ 41 → fy = 2500 kg/cm^2
fu = 4100 kg/cm^2

Tebal pelat = 5 mm
Berat jenis baja = 7850 kg/m^3
Mutu baja BJ 41 → fy = 2500 kg/cm^2
fu = 4100 kg/cm^2



Gambar 4.15 Pelat Anak Tangga

a. Perencanaan pembebanan pelat tangga

- Beban Mati :
  - Pelat 0,004 x 7850 x 1,7 = 53,38 kg/m
  - Sambungan (10%) = 5,338 kg/m +
    q_D = 58,7 kg/m
- Beban Hidup :
  - Tangga 488,4 x 1,7 = 830,4 kg/m
  - Orang = 100 kg

- Beban Berguna :
  - Qu = 1,2 . q_D + 1,6 . q_L
    = 1,2 . 58,7 + 1,6 . 830,4 = 1399,018 kg/m
  - Pu = 1,6 . p_L
    = 1,6 . 100 = 160 kg

b. Gaya dalam yang terjadi

- Momen yang terjadi
- $M_u = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1399{,}018 \times 0{,}3^2$
  = 15,739 kg.m (akibat Qu) *Menentukan!*

- $M_u = \frac{1}{8} \times 1{,}2 \times q_d \times L^2 + \frac{1}{4} \times pu \times L$
  $= \frac{1}{8} \times 1{,}2 \times 58{,}718 \times L^2 + \frac{1}{4} \times 160 \times 0{,}3$
  = 12,793 kg.m (akibat Pu)

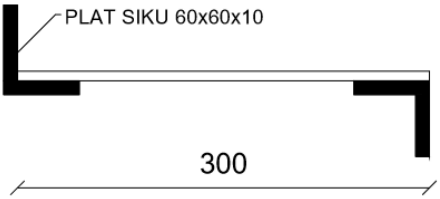
c. Kontrol pelat

- Kontrol momen lentur
  - $Zx = \frac{1}{4} \times b \times h^2 = \frac{1}{4} \times 170 \times 0{,}42^2$
    = 7,49 cm^3
  - Mn = Zx . *fy*
    = 7,49 x 2500
    = 18742,5 kg.cm
    = 187,425 kg.m
  - Cek kemampuan penampang
    $Ø_b . M_n \geq M_u$
    $Ø_b . M_n$ = 0,9 x 187,425
    = 168,68 kg.m ≥ 16,68 kg.m → OK !
- Kontrol lendutan
  - L = 30 cm
  - $f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{30}{360} = 0{,}083\ cm$
  - $f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L).L^4}{E.I_x} = 0{,}04\ cm$
    $f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0{,}04\ cm < 0{,}083\ cm$ → OK !

Sehingga pelat dengan tebal 5 mm dapat digunakan sebagai pelat anak tangga.

4.1.4.3 Perencanaan Penyangga Pelat Injak

Penyangga pelat injak direncanakan dengan panjang 1,65 m. Potongan melintang penyangga pelat injak dapat dilihat pada Gambar 4.10.



Gambar 4.16 Potongan Melintang Penyangga Plat Injak

Penyangga pelat injak direncanakan dengan profil siku 60x60x10, dengan data sebagai berikut:

W = 8,69 kg/m
A = 11,1 cm2
b = 60 mm
tw = d = 10 mm
ix = 1,78 cm
iy = 1,78 cm
Ix = 34,9 cm4
Iy = 34,9 cm4

Bahan :
Fy = 2500 kg/cm2
L profil = 1,7 m

a. Perencanaan pembebanan pelat siku

- Beban Mati (1/2 lebar injakan)
  - Profil siku = 8,69 kg/m
  - Pelat 0,004 x 7850 x 0,3/2 = 4,71 kg/m +
    q_D = 13,4 kg/m
  - Sambungan (10%) = 1,34 kg/m +
    q_D = 14,74 kg/m

- Beban Hidup (1/2 lebar injakan)
  - Tangga 488,44 x 0,3/2 = 73,266 kg/m
  - Orang = 100 kg

b. Gaya dalam yang terjadi

- Momen yang terjadi
  - $M_d = \frac{1}{8} \times q_d \times L^2 = \frac{1}{8} \times 13{,}4 \times 0{,}17^2$
    = 4,84 kg.m (Akibat qD)
  - $M_l = \frac{1}{3} \times pl \times L = \frac{1}{3} \times 100 \times 1{,}7$
    = 56,6 kg.m (Akibat Pl) Menentukan!
  - $M_l = \frac{1}{8} \times ql \times L^2 = \frac{1}{8} \times 75 \times 0{,}17^2$
    = 23,4 kg.m (Akibat Tangga)

- Gaya geser yang terjadi
  - $V_d = \frac{1}{2} \times q_d \times L = \frac{1}{2} \times 14{,}74 \times 0{,}17^2$
    = 12,52 kg (Akibat qd)
  - $V_l = \frac{1}{2} \times 2 \times pl = \frac{1}{2} \times 100 \times 2$
    = 100 kg (Akibat Pl)

- $M_U = 1{,}2 \,.\, M_D + 1{,}6 \,.\, M_L$
  = 1,2 . 4,84 + 1,6 . 56,6 = 96,4 kg/m
- $V_U = 1{,}2 \,.\, V_D + 1{,}6 \,.\, V_L$
  = 1,2 . 12,52 + 1,6 . 100 = 175,03 kg

c. Kontrol penampang profil

- Kontrol momen lentur
  - $Zx = (tw \times d) \times \frac{1}{2} d + (tw(b - tw)) \times \frac{1}{2} tw$
    $= (0{,}1 \times 0{,}6) \times \frac{1}{2}\, 0{,}6 + \big(0{,}1(0{,}6 - 0{,}1)\big) \times \frac{1}{2} 0{,}1$
    = 20,5 cm^3
  - Mn = Zx . *fy*
    = 20,5 x 2500

= 215250 kg.cm
= 512,5 kg.m

- Cek kemampuan penampang
  $Ø_b$. M_n $\geq M_u$
  $Ø_b$. M_n = 0,9 x 512,5
  = 461,25 kg.m ≥ 96,4kg.m → OK !

• Kontrol lendutan

- L = 150 cm
- $f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{170}{360} = 0{,}47\ cm$
- $f^0 = \left(\frac{5}{384} \times \frac{(q_D+q_L).L^4}{E.I_x}\right) + \left(\frac{23}{648} \times \frac{pl \times L^3}{E \times Ix}\right) = 0{,}38\ cm$

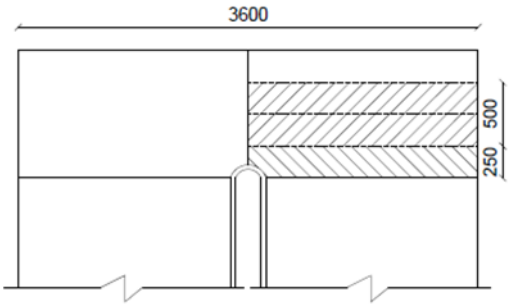
  $f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0{,}38\ cm < 0{,}47\ cm \rightarrow$ OK !

Sehingga profil siku 60x60x10 dapat digunakan sebagai penyangga pelat injak.

4.1.4.4 Perencanaan Pelat Bordes

Tebal pelat = 7 mm
Berat jenis baja = 7850 kg/m3

Mutu baja BJ 41 → fy = 2500 kg/cm2
fu = 4100 kg/cm2
Jarak antar balok bordes = 42,5 cm
Lebar tangga = 170 cm
Lebar bordes = 170 cm



Gambar 4.17 Pelat Bordes dan Pembagian Balok Bordes

a. Perencanaan pembebanan pelat tangga

- Beban Mati
  - Pelat 0,007 x 7850 x 1,7 = 93,4 kg/m
  - Sambungan (10%) = 9,34 kg/m +

  q_D = 102,27 kg/m
- Beban Hidup
  - Tangga 488,44 x 1,7 = 830,34 kg/m

- Beban Berguna :
  - Qu = 1,2 . q_D + 1,6 . q_L

    = 1,2 . 102,75 + 1,6 . 830,3 = 1451,8 kg/m

b. Gaya dalam yang terjadi

- Momen yang terjadi
  - $M_u = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1451{,}8 \times 0{,}425^2$

    = 32,7 kg.m

c. Kontrol pelat

- Kontrol momen lentur

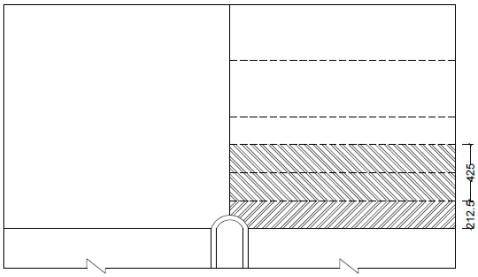
- Zx = $\frac{1}{4} \times b \times h^2 = \frac{1}{4} \times 170 \times 0{,}7^2$
  = 20,8 cm^3
- Mn = Zx . *fy*
  = 20,82 x 2500
  = 52062,5 kg.cm
  = 520,6 kg.m
- Cek kemampuan penampang
  $Ø_b$. M_n $\geq M_u$
  $Ø_b$. M_n = 0,9 x 520,6
  = 468,56 kg.m ≥ 32,7 kg.m → OK !

- Kontrol lendutan
  - L = 42,5 cm
  - $f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{42{,}5}{360} = 0{,}118\ cm$
  - $f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L).L^4}{E.I_x} = 0{,}069\ cm$
    $f^0 < f_{ijin} \rightarrow\ 0{,}069\ cm <\ 0{,}118\ cm \rightarrow$ OK !

Sehingga pelat dengan tebal 7 mm dapat digunakan sebagai pelat anak tangga.

4.1.4.5 Perencanaan Balok Bordes Tangga A

Balok bordes tangga A direncanakan dengan Panjang 1,7 m. Balok bordes tangga A yang direncanakan dapat dilihat Gambar 4.18



Gambar 4.18 Balok Bordes Tangga A

Balok bordes A direncanakan dengan profil WF 100x50x5x7, dengan data sebagai berikut:

W	= 9,3 kg/m	A	= 11,85 cm2
bf	= 50 mm	d	= 100 mm
tf	= 7 mm	tw	= 5 mm
r	= 8 mm	ix	= 3,98 cm
iy	= 1,12 cm	Ix	= 187 cm4
Iy	= 14,8 cm4	Sx	= 37,5 cm3
Sy	= 5,91 cm3	Zx	= 42 cm3
Zy	= 9 cm3	h	= d – 2(tf+r)
			= 70 mm
Lp	= 55,75 cm	lr	= 286,93 cm

Bahan :

fy	= 2500 kg/cm2
L balok	= 1,7 m
L bentang	= 0,425 m

a. Perencanaan pembebanan pelat tangga

- Beban Mati:
  - Pelat 0,007 x 7850 x 0,425 = 23,3 kg/m
  - Profil = 9,3 kg/m
  - Qd = 32,6 kg/m
  - Sambungan (10%) = 3,26 kg/m +
  q_D = 35,9 kg/m
- Beban Hidup :
  - Tangga 488,44 x 0,425 = 207,587 kg/m

- Beban Berguna:
  - Qu = 1,2 . q_D + 1,6 . q_L
    = 1,2 . 32,6 + 1,6 . 207,587 = 375,2 kg/m

b. Gaya dalam yang terjadi

- Momen yang terjadi

- $M_u = \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 = \frac{1}{8} \times 375{,}2 \times 1{,}7^2$
  = 318,9 kg.m (1/2 bentang)
- $M_u = Ra \times \frac{1}{8} \times L - 0{,}5 \times qu \times \left(\frac{1}{4}L\right)^2$
  $= 621{,}6 \times \frac{1}{8} \times 1{,}7 - 0{,}5 \times 375{,}2 \times \left(\frac{1}{4}\ 1{,}7\right)^2$
  = 135,5 kg.m (1/4 bentang)

- Gaya geser yang terjadi
  - $Ra = Rb = Vu = \frac{1}{2} \times q_u \times L = \frac{1}{2} \times 375{,}2 \times 1{,}7$
    = 101,6 kg

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol terhadap tekuk lokal
  - Pelat sayap
    $\lambda = \frac{b}{2.t_f} = \frac{50}{2.7} = 3{,}57$

$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10{,}74$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow < 10{,}74$ → penampang kompak

- Pelat badan

$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{70}{5} = 14$

$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106{,}34$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow < 106{,}34$ → penampang kompak

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 42 = 105000$ kg.cm

$= 1050$ kg.m

- Cek kemampuan penampang

$\emptyset_b \cdot M_n \geq M_u$

$\emptyset_b \cdot M_n = 0{,}9 \times 1050$

$= 945$ kg.m $\geq 135{,}5$ kg.m → OK !

- Kontrol terhadap tekuk lateral

Lb = 170 cm

Lp = 55,74 cm

Lr = 286,9 cm

Lp < Lb < Lr → Bentang Menengah.

- Karena bentang menengah, maka

$$M_n = Cb\left[M_r + (M_P - M_r)\frac{Lr - Lb}{Lr - Lp}\right] \leq Mp$$

$M_A = M_C$

$= 101{,}6$ kg.m

$M_B = M_{Max}$

$= 135{,}5$ kg.m

$$Cb = \frac{12{,}5\,Mmax}{2{,}5\,Mmax + 3M_A + 4\ M_B + 3\ M_C} \leq 2{,}3$$

$$Cb = \frac{12{,}5 \times 135{,}5}{2{,}5 \times 135{,}5 + 3 \times 101{,}6 + 4 \times 135{,}5 + 3 \times 101{,}6} \leq 2{,}3$$

$Cb = 1{,}13 \leq 2{,}3 \rightarrow Cb = 1{,}13$

$M_p = Zx \cdot fy$

$= 42 \cdot 2500 = 105000$ kg.cm

$= 1050$ kg.m

$$M_n = 1.13 \left[105000 - (105000 - 0{,}7x2500x37{,}5)\left(\frac{170-55{,}754}{286{,}93-55{,}754}\right)\right]$$

$= 97205{,}48$ kg.cm

$Mn = 97205{,}48$ kg.cm $< Mp$ maka dipakai Mn

- Cek Kemampuan Penampang

$\emptyset_b \cdot M_n \geq M_u$

$\emptyset_b \cdot M_n = 0{,}9 \times 97205{,}48$

$= 874{,}84$ kg.m $\geq 158{,}69$ kg.m $\rightarrow$ OK !

- Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{70}{5} = 14 \ : 2{,}24\sqrt{\frac{200000}{250}} = 63{,}356$$

karena $\frac{h}{t_w} \leq 2{,}24\sqrt{\frac{E}{Fy}} \rightarrow 14 < 63{,}356 \rightarrow$ Plastis

maka $V_n = 0{,}6\ fy A_w$

$= 0{,}6 \times 2500 \times (1{,}185 \times 0{,}5) = 1244{,}25$ kg

$\emptyset\ V_n \geq V_u$

$\emptyset\ V_n = 0{,}9 \times 1244{,}25$ kg

$= 1119{,}825$ kg $\geq 373{,}4$ kg $\rightarrow$ OK !

- Kontrol lendutan

- L = 170 cm

- $f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{170}{360} = 0{,}472$ cm

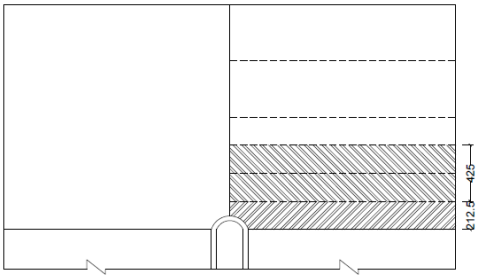
- $f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D+q_L).L^4}{E.I_x} = 0{,}07\ cm$

$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0{,}07$ cm $< 0{,}472$ cm $\rightarrow$ OK !

Sehingga profil WF 100x50x5x7 digunakan sebagai balok bordes tanggan A.

4.1.4.6 Perencanaan Balok Bordes Tangga B

Balok bordes tangga A direncanakan dengan Panjang 1,7 m. Balok bordes tangga A yang direncanakan dapat dilihat Gambar 4.19



Gambar 4.19 Balok Bordes Tangga B

Balok bordes A direncanakan dengan profil WF 100x50x5x7, dengan data sebagai berikut:

W	= 9,3 kg/m	A	= 11,85 cm2
bf	= 50 mm	d	= 100 mm
tf	= 7 mm	tw	= 5 mm
r	= 8 mm	ix	= 3,98 cm
iy	= 1,12 cm	Ix	= 187 cm4
Iy	= 14,8 cm4	Sx	= 37,5 cm3
Sy	= 5,91 cm3	Zx	= 42 cm3
Zy	= 9 cm3	h	= d – 2(tf+r)
			= 70 mm
Lp	= 55,75 cm	lr	= 286,93 cm

Bahan :

fy	= 2500 kg/cm2
L balok	= 1,7 m
L bentang	= 0,2125 m

d. Perencanaan pembebanan pelat tangga

- Beban Mati:
  - Pelat 0,007 x 7850 x 0,2125 = 11,67 kg/m
  - Profil = 9,3 kg/m
  - Qd = 20,97 kg/m
  - Sambungan (10%) = 2,097 kg/m +

  q_D = 23,075 kg/m
- Beban Hidup:
  - Tangga 488,44 x 0,2125 = 103,79 kg/m
- Beban Berguna:
  - Qu = 1,2 . q_D + 1,6 . q_L

    = 1,2 . 23,075 + 1,6 . 103,79 = 193,76 kg/m

e. Gaya dalam yang terjadi

- Momen yang terjadi
  - $M_u = \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 = \frac{1}{8} \times 193{,}76 \times 1{,}7^2$

    = 164,7 kg.m (1/2 bentang)
  - $M_u = Ra \times \frac{1}{8} \times L - 0{,}5 \times qu \times \left(\frac{1}{4} L\right)^2$

    $= 191{,}92 \times \frac{1}{8} \times 1{,}7 - 0{,}5 \times 193{,}76 \times \left(\frac{1}{4}\ 1{,}7\right)^2$

    = 69,9 kg.m (1/4 bentang)
- Gaya geser yang terjadi
  - $Ra = Rb = Vu = \frac{1}{2} \times q_u \times L = \frac{1}{2} \times 193{,}76 \times 1{,}7$

    = 52,4 kg

f. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol terhadap tekuk lokal
  - Pelat sayap

    $\lambda = \frac{b}{2.t_f} = \frac{50}{2.7} = 3{,}57$

    $\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10{,}74$

    $\lambda \leq \lambda_p \rightarrow < 10{,}74$ → penampang kompak
  - Pelat badan

    $\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{70}{5} = 14$

    $\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106{,}34$

    $\lambda \leq \lambda_p \rightarrow < 106{,}34$ → penampang kompak

  - Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

    $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 42 = 105000$ kg.cm

    $= 1050$ kg.m

  - Cek kemampuan penampang

    $\emptyset_b \cdot M_n \geq M_u$

    $\emptyset_b \cdot M_n = 0{,}9 \times 1050$

    $= 945$ kg.m $\geq 69{,}9$ kg.m → OK !
- Kontrol terhadap tekuk lateral

  Lb = 170 cm

  Lp = 55,74 cm

  Lr = 286,9 cm

  Lp < Lb < Lr → Bentang Menengah.
  - Karena bentang menengah, maka

$$M_n = Cb\left[M_r + (M_P - M_r)\frac{Lr - Lb}{Lr - Lp}\right] \leq Mp$$

$M_A = M_C$

$= 52{,}49$ kg.m

M_B = M_{Max}
= 69,9 kg.m

$$Cb = \frac{12,5\,Mmax}{2,5\,Mmax + 3M_A + 4\ M_B + 3\ M_C} \leq 2,3$$

$$Cb = \frac{12,5\times69,9}{2,5\times69,9 + 3\times52,49 + 4\times81,565\ + 3\times52,49} \leq 2,3$$

$Cb = 1,13 \leq 2,3 \rightarrow Cb = 1,13$

$M_p = Zx \,.\, fy$
= 42 . 2500 = 105000 kg.cm
= 1050 kg.m

$$M_n = 1.13\left[105000 - (105000 - \ 0,7x2500x37,5)\left(\frac{165-55,754}{286,93-55,754}\right)\right]$$

= 97205 kg.cm

Mn = 97205 kg.cm < Mp maka dipakai Mn

- Cek Kemampuan Penampang

$Ø_b \,.\, M_n \geq M_u$

$Ø_b \,.\, M_n$ = 0,9 x 97205
= 874,84 kg.m ≥ 69,9 kg.m → OK !

- Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{70}{5} = 14\ : 2,24\sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,356$$

karena $\frac{h}{t_w} \leq 2,24\sqrt{\frac{E}{Fy}} \rightarrow 14 < 63,356 \rightarrow$ Plastis

maka $V_n = 0,6\ fy A_w$
= 0,6 x 2500 x (1,185 x 0,5) = 1244,3 kg

$Ø\ V_n \geq V_u$

$Ø\ V_n$ = 0,9 x 1244,3 kg
= 1119,825 kg ≥ 164,7 kg → OK !

- Kontrol lendutan

- L = 170 cm

- $f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{170}{360} = 0,472$ cm

- $f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D+q_L).L^4}{E.I_x} = 0\ cm$

$f^o < f_{ijin} \rightarrow$ 0,0 cm < 0,472 cm → OK !

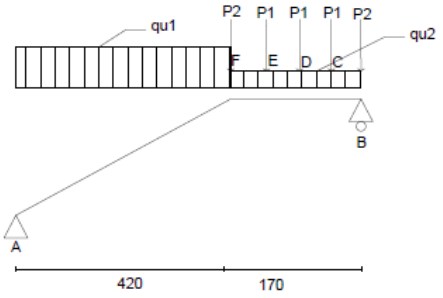
Sehingga profil WF 100x50x5x7 digunakan sebagai balok bordes tanggan B.

4.1.4.7 Perencanaan Balok Utama Tangga

Balok utama tangga dianalisa dengan anggapan terletak diatas dua tumpuan sederhana dengan beban yang dipikul berasal dari beban merata profil, balok bordes, dan anak tangga.

Balok utama tangga direncanakan dengan profil WF 350x 175x6x9 dengan data sebagai berikut:

W	= 41,4 kg/m	A	= 52,68cm2
bf	= 174 mm	d	= 346 mm
tf	= 9 mm	tw	= 6 mm
r	= 14 mm	ix	= 14,5 cm
iy	= 3,88 cm	Ix	= 11100 cm4
Lp	= 193,148 cm	lr	= 533,944 cm



Gambar 4.20 Pembebanan pada Balok Utama Tangga

a. Pembebanan balok utama tangga

- Beban Mati
  - Pelat 0,004 x 7850 x 1,7/2 = 23,5 kg/m
  - Profil siku 2 x 8,69/0,3 x 1,7/2 = 49,2 kg/m
  - Hand rail = 20 kg/m
  - Profil / cos 27º = 46,4 kg/m +

  q_{D1} = 142,39 kg/m
  - Sambungan (10%) = 14,23 kg/m +

  q_{D1} = 156,6 kg/m

  - Hand rail = 20 kg/m
  - Profil = 41,4 kg/m +

  q_{D2} = 61,4 kg/m
  - Sambungan (10%) = 6,14kg/m +

  q_{D2} = 67,54 kg/m
- Beban Hidup
  - qL1 = qL2 = Tangga 488,44 x 1,5/2 = 366,33 kg/m

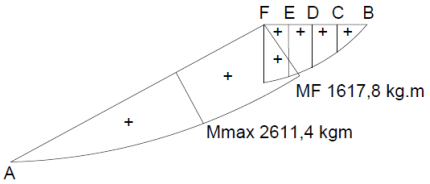
- Beban Berguna
  - $Q_{u1} = 1,2 . q_{D1} + 1,6 . q_{L1}$
    $= 1,2 . 156,6 + 1,6 . 366,33$
    $= 774,04$ kg/m
  - $Q_{u2} = 1,2 . q_{D2} + 1,6 . q_{L2}$
    $= 1,2 . 67,54 + 1,6 . 366,33$
    $= 667,17$ kg/m
  - $P_1 = 0,5 \times 1,2 \times qd \times 1,7$
    $= 0,5 \times 1,2 \times 40,45 \times 1,7$
    = 41,2 kg (beban balok bordes tipe A)
  - $P_2 = 0,5 \times 1,2 \times qd \times 1,7$
    $= 0,5 \times 1,2 \times 25,34 \times 1,7$
    = 25,8 kg (beban balok bordes tipe B)

b. Gaya dalam yang terjadi

- Reaksi

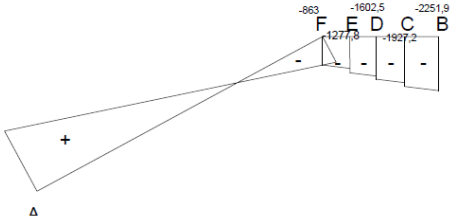
- R_A = 2282,46 kg
- R_B = 2277,9 kg

- Bidang M
  - x = R_A / q_{u1}
    = 2, 9 m (dari A)
  - M_{max} = R_A . x – (qu . x . x/2)
    = 2611,4 kg.m
  - M_F = R_A . 4,2 – qu1 . 4,2 . 2,1
    = 1617,8 kg.m
  - M_E = R_B . 1,275 + (P2 . 1,275) + (P1 . 0,425) + (P1 . 0,85) + (qu2 . 1,275 . 0,6375)
    = 3532,03 kg.m
  - M_D = R_B . 0,85 + (P2 . 0,85) + (P1 . 0,425) + (qu2 . 0,85 . 0,425)
    = 2216,67 kg.m
  - M_C = R_B . 0,425 + (P2 . 0,425) + (qu2 . 0,425 . 0,2125)
    = 1039,32 kg.m



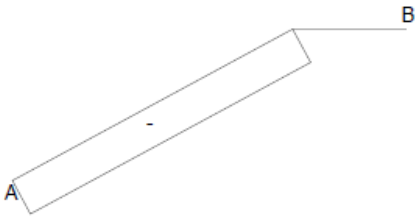
Gambar 4.21 Bidang Momen

- Bidang D
  - D_{Aka} = R_A x cos 27
    = 2033,6 kg
  - D_{Fki} = D_{Aka} - q_{u1} x cos 27 x 4,2
    = - 863 kg
  - D_{Fka} = R_A – (q_{u1} x 4,2) - P_2
    = - 994,3 kg
  - D_{Eki} = D_{Fka} - q_{u2} x 0,425
    = - 1277,8 kg
  - D_{Eka} = D_{Eki} – P_1
    = - 1319 kg
  - D_{Dki} = D_{Eka} - q_{u2} x 0,425
    = - 1602,5 kg
  - D_{Dka} = D_{DkI} – P1
    = - 1643,7 kg
  - D_{Cki} = D_{Dka} - q_{u2} x 0,425
    = - 1927,2 kg
  - D_{Cka} = D_{Cki} – P_1
    = - 1968,4 kg
  - D_{Bki} = D_{Cka} - q_{u2} x 0,425
    = - 2251,9 kg
  - D_{Bka} = D_{BkI} – P2
    = - 2277,9 kg



Gambar 4.22 Bidang Geser

- Bidang N
  - N_{Aka} = - R_A x cos 27
    = - 2033,6 kg
  - N_{Dki} = N_{Aka} – (qu1 . sin 27) . 4,2
    = - 3509,5 kg



Gambar 4.23 Bidang Normal

Vu = - 2277,9 kg
Mu = 2611,4 kg.m

c. Kontrol penampang profil terhadap lentur

- Kontrol terhadap tekuk lokal
  - Pelat sayap

    $\lambda = \frac{b}{2.t_f} = \frac{174}{2\ .\ 9} = 9{,}6$

    $\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10{,}75$

    $\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 9{,}6 < 10{,}75$ → penampang kompak
  - Pelat badan

    $\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{300}{6} = 50$

$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106{,}25$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 50 < 106{,}25 \rightarrow$ penampang kompak

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

  $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 689$

  $= 1722500$ kg.cm

  $= 17225$ kg.m
- Cek kemampuan penampang

  $\emptyset_b \cdot M_n \geq M_u$

  $\emptyset_b \cdot M_n = 0{,}9 \times 17225$

  $= 15502{,}5$ kg.m $\geq 2611{,}4$ kg.m $\rightarrow$ OK !

- Kontrol terhadap tekuk lateral

  Lb = 33,54 cm

  Lp = 110,5 cm

  Lr = 361,12 cm

  Lb < Lp → Bentang Pendek.
- Karena bentang pendek, maka Mn = Mp
- $Mn = Z_x \cdot fy$

  $= 2500 \times 689$

  $= 1722500$ kg.cm

  $= 17225$ kg.m
- Cek kemampuan penampang

  $\emptyset_b \cdot M_n \geq M_u$

  $\emptyset_b \cdot M_n = 0{,}9 \times 17225$

  $= 15502{,}5$ kg.m $\geq 2611{,}4$ kg.m $\rightarrow$ OK

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

  $\frac{h}{t_w} = \frac{300}{6} = 50 \ : 2{,}24\sqrt{\frac{200000}{250}} = 63{,}35$

  karena $\frac{h}{t_w} \leq 2{,}24\sqrt{\frac{E}{Fy}} \rightarrow 50 < 63{,}35 \rightarrow$ Plastis

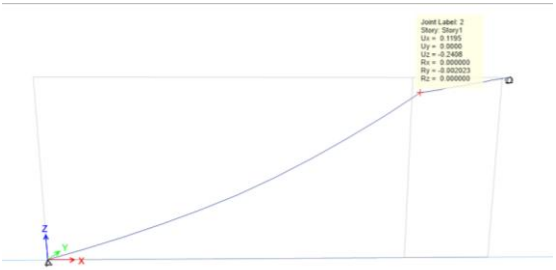
  maka $V_n = 0{,}6\ fy A_w$

  $= 0{,}6 \times 2500 \times 52{,}68 \times 0{,}6 = 47412$ kg

  $\emptyset\ V_n \geq V_u$

Ø V_n = 0,9 x 47412 kg
= 42670,8 kg ≥ -1999,76 kg → OK

- Kontrol lendutan
  - L = $\sqrt{4{,}2^2 + 2{,}1^2}$ = 4,69 m
  - $f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{4{,}69}{360} = 1{,}3$ cm
    $f^o < f_{ijin}$ → 0,24 cm < 1,3 cm → OK



Gambar 4.24 Kontrol Lendutan

Sehingga profil WF 350x175x6x9 digunakan sebagai balok utama tangga

4.2.4.2 Perencanaan Balok Penumpu Tangga

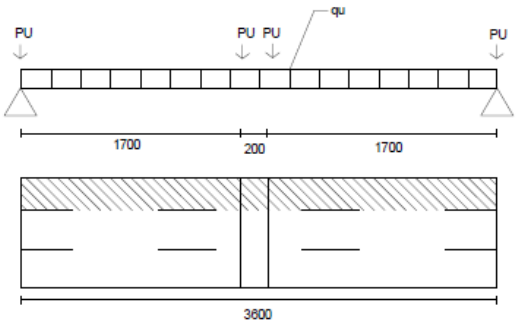
Balok penumpu tangga direncanakan menggunakan profil WF 250x125x5x8, dengan data – data sebagai berikut:

W = 25,7 kg/m	r = 12 mm	h = d-2(tf+r)
A = 32.68 cm2	Zx = 305 cm3	= 208 mm
d = 248 mm	Zy = 63 cm3	Sx = 285 cm3
bf = 124 mm	ix = 10.4 cm	Sy = 41.1 cm3
tw = 5 mm	iy = 2.79 cm	fy = 250 Mpa
tf = 8 mm	Ix = 3540 cm4	fu = 410 Mpa
Iy = 255 cm4	E = 200000 Mpa	

a. Perhitungan Pembebanan

- Beban Mati
- Berat profil balok utama (berat) = 25,7 kg/m +
  = 25,7 kg/m
- Sambungan (10%) = 2,57 kg/m +
  q_d = 28,27 kg/m

- Beban Berguna
- $q_{U2} = 1,2 \cdot q_{D2} + 1,6 \cdot q_{L2}$
  = 1,2x28,27 + 1,6x0
  = 33,924 kg/m
- Pu = 2994,77 (Dari reaksi R_B balok utama)



Gambar 4.25 Pembebanan Balok Penumpu Tangga

- Gaya Dalam pada Balok Penumpu
- Gaya geser yang terjadi

$$Vu = R_A = \frac{1}{2} x q_U x L + Pu = \frac{1}{2} x 33.924 x 3,6 + 2994,7$$

= 2774,9 kg

- Momen yang terjadi

$$Mu = R_A x \frac{L}{2} - \frac{1}{8} x q_U x L^2 - Pu x L$$

$$= 3055,8 x \frac{3,6}{2} - \frac{1}{8} x 33.924 x 3,6^2 - 2994,7 x 0.1$$

= 5146,08 kgm

- Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Lentur

- Pelat sayap

$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{124}{2x8}$ = 7,75

$\lambda p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0{,}38\sqrt{\frac{200000}{250}}$ = 10,748

λ< λp (Penampang kompak)

- Pelat badan

$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{208}{5}$ = 41,6

$\lambda p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 3{,}76\sqrt{\frac{200000}{250}}$ = 106,348

λ< λp (Penampang kompak)
Penampang kompak sehingga, Mn = Mp
Mn = Zx . Fy = 305x2500 = 762500 kgcm
Mu ≤ ϕ_bMn
4532,59 ≤ 0,9x762500
453259 ≤ 514600 kgcm **(OK)**

- Kontrol Tekuk Lateral

Lb = 80 cm
Lp = 138,887 cm
Lr = 404,55 cm
Lb < Lp (Bentang pendek)
Mn = Zx . Fy = 305x2500 = 762500 kgcm
Mu ≤ ϕ_bMn
5146,08 ≤ 0,9x762500
5146,08 ≤ 6862,5 kgcm **(OK)**

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$\frac{h}{tw} = \frac{208}{5}$ = 41.6

$2{,}24\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 2{,}24\sqrt{\frac{200000}{250}}$ = 63.3567

$\frac{h}{tw} \leq 2{,}24\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, sehingga ϕ_v = 1,00 dan C_v = 1,0

$V_n = 0{,}6F_yA_wC_v$

= 0,6x2500x32,68x0.5x1

= 24510 kg

$V_u \leq \phi_v V_n$

22059 ≤ 5146,08 kg **(OK)**

- Kontrol lendutan

- L = 360 cm

- $f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{360}{360}$ = 1 cm

- $f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D+q_L).L^4}{E.I_x} + \left[\frac{Pa}{24} \times \frac{(3L^2-4a^2)}{E.I_x}\right]$

$= \frac{5}{384} \times \frac{(28.27).0^4}{2000000x3540} + \left[\frac{1}{24} \times \frac{(3x360^2-4x165^2)}{2000000x3540}\right]$

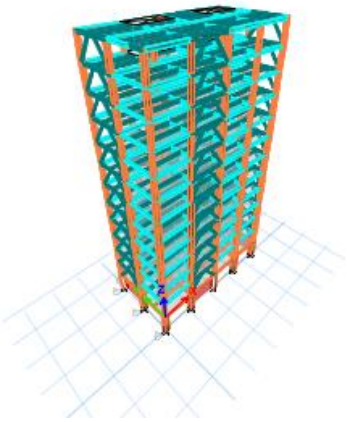
= 0,008 cm

$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0{,}008cm < 1\ cm \rightarrow$ **(OK)**

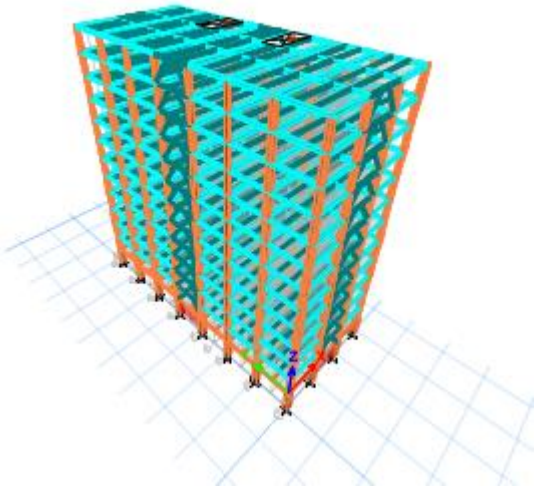
4.3 Permodelan Struktur

4.3.1 Penjelasan Umum

Permodelan struktrur tugas akhir ini menggunakan sistem rangka pengaku eksentris (SRPE) dengan konfigurasi *inverted V braced*. Sistem struktur SRPE berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi akibat gempa. Struktur yang direncanakan adalah bangunan fasilitas pendidikan yang terdiri dari 13 lantai dan 1 lantai atap dengan total tinggi struktur 54.6 meter. Denah dari struktur yang ada dalam permodelan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:



Gambar 4.26 Struktur 3D Gedung PENS Tower A



Gambar 4.27 Struktur 3D Gedung PENS Tower B

Permodelan struktur gedung PENS menggunakan program bantu ETABS. Pada program ETABS, struktur gedung akan dimodelkan sesuai kondisi yang nyata. Program ini akan membantu dalam beberapa perhitungan untuk meninjau perilaku dari panjang *link* dan mengecek struktur sesuai persyaratan yang berlaku sesuai SNI1726:2012 dan SNI 1729:2015.

4.3.2 Pembebanan Struktur Utama

Pembebanan struktur mengacu pada SNI 1727:2013 dengan rincian sebagai berikut:

1. Beban Mati

Beban mati adalah beban seluruh bagian bangunan yang bersifat tetap dan tidak terpisahkan dari bangunan selama masa layannya. Beban mati yang dihitung pada struktur ini antara lain:

- Berat beton bertulang yang memiliki berat jenis 2400 kg/m^3
- Berat pelat bondek 10,1 kg/ m^2
- Berat profil baja yang terpasang sebagai rangka baja berupa balok, kolom, tangga, bressing dll memiliki berat jenis 7850 kg/m^3
- Berat spesi sebesar 21 kg/ m^2 untuk setiap ketebalan 1 cm
- Berat keramik sebesar 24 kg/ m^2 untuk setiap ketebalan 1cm
- Berat MEP sebesar 25 kg/m2
- Berat plafond dan penggantung sebesar 18 kg/ m^2
- Beban lift merupakan beban terpusat pada balok lantai teratas, dengan besar beban lift terlampir

Berikut adalah beban mati tambahan pelat atap dan pelat lantai gedung:

- Pelat Atap

Berat plafon + penggantung (11+7)	= 18 kg/m^2
Berat MEP	= 25 kg/m^2
Berat Spesi	= 21 kg/m^2+
Total	= 64 kg/m^2

- Pelat Lantai

Berat dinding	= 188 kg/m^2
Berat spesi 1 cm	= 21 kg/m^2
Berat keramik	= 24 kg/m^2
Berat plafon + penggantung (11+7)	= 18 kg/m^2
Berat MEP	= 25 kg/m^2 +
Total	= 188 kg/m^2

2. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang memungkinkan untuk lepas dari bangunan tersebut. Beban hidup yang digunakan adalah:
Atap = 97,893 kg/m^2
Lantai = 195,785 kg/m^2

3. Beban Gempa

Penentuan jenis tanah berdasarkan nilai SPT. Perhitungan beban gempa pada bangunan ini dilakukan dengan menganalisa beban gempa dinamik dan parameter gempa yang digunakan diambil dari desain Spectra Indonesia.

4. Data Tanah

Penentuan jenis tanah merupakan salah satu persyaratan sebelum membangun sebuah bangunan. Salah satu cara untuk menentukan jenis tanah adalah dengan melakukan tes penetrasi tanah (SPT). Berikut perhitungan penentuan jenis tanah:
$\tilde{N} \geq 50$ = Tanah Keras
$15 \geq \tilde{N} \geq 50$ = Tanah Sedang
$\tilde{N} < 15$ = Tanah Lunak

Tabel 4.6 Perhitungan N Rata-Rata

Keterangan	Kedalaman (m)	Tebal (m)	N	Tebal/N
Lapisan 1	0	0	0	0
Lapisan 2	2	2	8	0,25
Lapisan 3	4	2	13	0,15
Lapisan 4	9	5	21	0,24
Lapisan 5	12	3	20	0,15
Lapisan 6	16	4	18	0,22
Lapisan 7	20	4	30	0,13
Lapisan 8	24	4	40	0,10
Lapisan 9	27	3	41	0,07
Lapisan 10	30	3	47	0,06
Total	30			1,38

$$\tilde{N} = \frac{30}{1.38} = 21{,}6$$

Dari perhitungan nilai N rata- rata diatas diperoleh jenis tanah kategori tanah lunak (Kelas Situs D).

4.3.3 Pembebanan Gempa Dinamis

Perhitungan beban gempa pada struktur ini ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik sesuai SNI 1726:2012. Analisis dilakukan berdasarkan analisis respons dinamik dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan.

4.3.3.1 Arah Pembebanan

Arah pembebanan gempa dalam kenyataannya adalah bebas, sehingga pada umumnya selalu terdapat 2 komponen beban gempa dalam arah masing-masing sumbu koordinat ortogonal yang bekerja bersamaan pada struktur gedung. Kondisi ini disimulasikan dengan meninjau pembebanan gempa dalam suatu arah sumbu koordinat yang ditinjau 100%, yang bekerja bersamaan dengan pembebanan gempa dalam arah tegak lurus dengan peninjauan sebesar 30%.

4.3.3.2 Parameter Respon Spektrum Rencana

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa, ada beberapa metode perhitungan pengaruh gempa, satu di antaranya adalah *response spectrum*. Gempa merupakan getaran yang memiliki parameter-parameter sebuah getaran, seperti frekuensi, periode, spektrum dan parameter lainnya. Dalam hal ini informasi *response spectrum* merupakan fungsi spektra percepatan gempa (S) terhadap rentang waktu selama periode gempa berlangsung (T). Perhitungan gaya gempa menggunakan analisis dinamik sesuai persyaratan SNI 1726:2012. Berikut adalah nilai parameter respon spektrum untuk wilayah Surabaya dengan kondisi tanah lunak (kelas situs E)

Tabel 4.7 Parameter Gempa Surabaya untuk Situs D

Ss	1,20
S1	0,40
Fa	1,10
Fv	1,60
SMS (g)	1,32
SM1 (g)	0,64
SDS	0,88
SD1	0,43
T0	0,10
TS	0,48

Gambar 4.28 Grafik Spektral Percepatan Gempa Jogja

4.3.3.3 Faktor Reduksi Gempa (R)

Pada tugas akhir ini, gedung fasilitas pendidikan direncanakan menggunakan sistem rangka baja dengan sistem pengaku eksentris. Berdasarkan tabel 9 SNI 1726-2012 diperoleh nilai- nilai batasan yaitu:

4.3.3.4 Faktor Keutamaan (I)

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung, pengaruh gempa rencan harus dikalikan dengan suatu faktor kemanan I_e. Gedung ini direncanakan sebagai bangunan perkantoran. Pada tabel 1 SNI 1726:2012, bangunan ini termasuk kategori IV sehingga didapat nilai I = 1.5

4.3.4 Kombinasi Pembebanan

Setelah memperhitungkan beban akibat gempa dan gravitasi, maka seluruh beban tersebut dihitung dengan faktor kombinasi yang mengacu pada SNI 1726:2012 sebagai berikut:

- 1,4 DL
- 1,2 DL + 1,6 LL + 0,5 (L_r atau R)
- 1,2 DL + 1,6 (L_r atau R) + (L atau 0,5W)
- 1,2 D + 1,0W + L + 0,5 (L_r atau R)

- 1,2 D + 1,0 E + 1/0,5 LL
- 0,9 D + 1,0 W
- 0,9 D + 1,0 E

Keterangan :
DL : Beban mati
LL : Beban hidup
E : Beban gempa yang dinyatakan dalam 2 arah

Perencanaan struktur yang akan dianalisa pada bagian elemen struktur baja maupun komposit tidak diperkenankan mengalami plastis saat terjadi gempa kuat didasarkan pada nilai gaya maksimum yang terjadi pada elemen-elemen struktur tersebut setelah melalui analisis pembebanan gempa dengan koefisien beban gempa sebesar 1 dan beban hidup dapat direduksi menjadi 0,5 kali.

4.3.5 Kontrol Desain

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu ETABS, hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan-batasan tertentu sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012 untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut. Adapun hal-hal yang harus dikontrol adalah sebagai berikut :

- Kontrol partisipasi massa.
- Kontrol periode getar struktur.
- Kontrol nilai akhir respon spektrum.
- Kontrol batas simpangan (*drift*)

Dari analisis tersebut juga diambil gaya dalam yang terjadi pada masing-masing elemen struktur untuk dilakukan pengecekan kapasitas penampang.

4.3.5.1 Berat Total Bangunan

Besarnya beban gempa sangat dipengaruhi oleh berat dari struktur bangunan, maka perlu diketahui berat total bangunan

untuk menentukan gaya geser statik. Berat dari bangunan berasal dari beban mati yang terdiri dari berat sendiri material-material bangunan dan elemen-elemen struktur, serta beban hidup yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan bangunan.

Pada perencanaan tugas akhir ini akan dilakukan perbandingan perhitungan berat struktur yang diambil dari analisis menggunakan program ETABS untuk kombinasi 1D+1L dan perhitungan berat secara manual. Hasil perbandingan tersebut tidak boleh melebihi batasan 5%.

Hasil perhitungan beban mati dan beban hidup (1D+1L) dari permodelan ETABS dan secara manual adalah pada tabel berikut:

Tabel 4.8 Berat Super Dead Tower A

Keterangan	Beban (kg/m)	Luas (m2)	Jumlah Lantai	Total (kg)
Pelat Atap	64	362,88	1	23.224
Pelat Lantai (1 - 12)	188	362,88	12	818.657
Total				841.882

Tabel 4.9 Berat Dead Tower A

Keterangan	Beban (kg/m)	P (m)	Jumlah Lantai	Total (kg)
Kolom CFT 700x700x28 (Lt. 1-6)	1658,8016	63	6	627027,0048
Kolom CFT 550x550x28 (Lt. 7-12)	1096,9616	63	6	414651,4848
Balok Induk Melintang 450x300x10x15	106	57,6	12	73267,2
Balok Induk Memanjang 500x300x11x15	114	72	12	98496
Balok Anak Atap 400x300x9x14	94,3	100,8	1	9505,44
Balok Anak Lantai 400x300x9x16	94,3	100,8	11	104559,84
Balok di Luar Link Melintang 450x300x10x15	106	12,4	12	15772,8
Balok di Luar Link Memanjang 500x300x11x15	114	12,4	12	16963,2
Link Melintang 450x300x10x15	106	2	12	2544
Link Memanjang 500x300x11x15	114	2	12	2736
Bracing 300x200x8x12	56,8	41,6	12	28354,56
Floor Deck	10,1	362,88	12	43981,056
Pelat Beton	264	362,88	12	1149603,84
Pelat Beton Besmen	312	362,88	1	113218,56
Kolom Beton Besmen 100/100	2400	63	1	151200
Balok Induk Melintang Besmen 30/50	360	72	**1**	25920
Balok Induk Memanjang Besmen 30/50	360	86,4	**1**	31104
Balok Anak Besmen 30/40	360	57,6	**1**	20736
Shear Wall	21772,8	2	1	43545,6
				2973186,586

Tabel 4.10 Berat Live Tower A

Keterangan	Beban (kg/m)	P (m)	Jumlah Lantai	Total (kg)
Pelat Atap	97,89	362,88	1	35.522
Pelat Lantai (1 - 12)	195,78	362,88	12	852.536
Total				888.058

Tabel 4.11 Berat Super Dead Tower B

Keterangan	Beban (kg/m)	Luas (m2)	Jumlah Lantai	Total (kg)
Pelat Atap	64	1036,8	1	66.355
Pelat Lantai (1 - 12)	188	1036,8	12	2.339.021
Total				2.405.376

Tabel 4.12 Berat Dead Tower B

Keterangan	Beban (kg/m)	P (m)	Jumlah Lantai	Total (kg)
Kolom CFT 700x700x28 Lt, 1-6	1658,8016	134,4	6	1337657,61
Kolom CFT 600x600x28 Lt. 7-12	1272,2416	134,4	6	1025935,626
Balok Anak Atap 400x300x8x14	94,3	288	1	27158,4
Balok Anak Lantai 400x300x9x14	94,3	288	11	298742,4
Balok Induk Melintang 600x300x12x17	137	187,2	12	307756,8
Balok di Luar Link Melintang 600x300x12x17	137	12,4	12	20385,6
Link Melintang 600x300x12x17	137	2	12	3288
Balok Induk Memanjang 500x300x11x15	114	158,4	12	216691,2
Balok di Luar Link Memanjang 500x300x11x15	114	12,4	12	16963,2
Link Memanjang 500x300x11x15	114	2	12	2736
Bracing Melintang 300x300x11x17	106	20,8	12	26457,6
Bracing Memanjang 350x250x8x12	69,2	20,8	12	17272,32
Floor Deck	10,1	1036,8	12	125660,16
Pelat Beton	264	1036,8	12	3284582,4
Pelat Beton Besmen	312	1036,8	1	323481,6
Kolom Beton Besmen 100/100	2400	134,4	1	322560
Balok Induk Melintang Besmen 30/50	360	172,8	1	62208
Balok Induk Memanjang Besmen 30/50	360	201,6	1	72576
Balok Anak Besmen 30/40	288	151,2	1	43545,6
Shear Wall	21772,8	4	1	87091,2
				7622749,716

Tabel 4.13 Berat Live Tower B

Keterangan	Beban (kg/m)	P (m)	Jumlah Lantai	Total (kg)
Pelat Atap	97,89	1036,8	1	101.492
Pelat Lantai (1 - 12)	195,78	1036,8	12	2.435.816
Total				2.537.309

Dari tabel diatas, didapatkan total berat struktur dari ETABS dan dari hasil perhitungan manual sebesar. Sehingga dapat disimpulkan selisih antara kedua perhitungan tersebut tidak melebihi 5% sehingga dapat dikatakan bahwa analisa permodelan tersebut telah sesuai.

4.3.5.2 Kontrol Partisipasi Massa

Perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikiannya agar sesuai menurut SNI 1726:2012 yaitu partisispasi massa terkombinasi paling sedikit sebesar 90% dari massa asli dari masing-masing arah.

Tabel 4.14 Partisipasi Massa Bangunan Tower A

Case	Mode	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,0003	0,6902
Modal	2	0,6974	0,6905
Modal	3	0,6997	0,6911
Modal	4	0,6999	0,8076
Modal	5	0,8092	0,8078
Modal	6	0,8096	0,8079
Modal	7	0,8098	0,8506
Modal	8	0,8503	0,8508
Modal	9	0,8505	0,8509
Modal	10	0,8507	0,8756
Modal	11	0,8739	0,8758
Modal	12	0,8743	0,8959
Modal	13	0,8745	0,8959
Modal	14	0,8922	0,8961
Modal	15	0,8925	0,9117
Modal	16	0,9062	0,9119
Modal	17	0,9062	0,912
Modal	18	0,9066	0,9266
Modal	19	0,919	0,9268
Modal	20	0,919	0,9268

Dari tabel diatas, didapatkan partisipasi massa arah X sebesar 0,9062 pada moda ke 16 dan partisipasi massa arah Y sebesar 0,9117 pada moda ke 15. Maka dapat disimpulkan analisa struktur telah memenuhi SNI 1726:2012 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

Tabel 4.15 Partisipasi Massa Bangunan Tower B

Case	Mode	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0	0,7217
Modal	2	0,7279	0,7217
Modal	3	0,7279	0,7218
Modal	4	0,7279	0,8296
Modal	5	0,841	0,8296
Modal	6	0,841	0,8296
Modal	7	0,841	0,8734
Modal	8	0,8839	0,8734
Modal	9	0,8839	0,8734
Modal	10	0,8839	0,8996
Modal	11	0,9097	0,8996
Modal	12	0,9097	0,9197
Modal	13	0,9097	0,9201
Modal	14	0,9286	0,9201
Modal	15	0,9286	0,9358
Modal	16	0,9421	0,9358
Modal	17	0,9422	0,9358
Modal	18	0,9422	0,9358
Modal	19	0,9423	0,9358
Modal	20	0,9518	0,9359

Dari tabel diatas, didapatkan partisipasi massa arah X sebesar 0,9097 pada moda ke 11 dan partisipasi massa arah Y sebesar 0,9197 pada moda ke 12. Maka dapat disimpulkan analisa struktur telah memenuhi SNI 1726:2012 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%

4.3.5.3 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Untuk mencegah pengunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 1726:2012, perioda fundamental struktur harus ditentukan dari:

- $T_a = Ct. h_n^x$

(nilai C_t dan ^{x} diambil dari tabel 15 SNI 1726:2012)

- Ct = 0.0731
- x = 0.75
- hn = 54,6 m
- T_a = 0,0731 x $54.6^{0,75}$ = 1.468 detik

Dengan nilai S_{D1} = 0.43, maka Cu = 1,4
Sehingga periode sruktur yang diijinkan adalah:
T = Ta. Cu = 1468 x 1.4 = 2.056 detik.

Pada tower A didapatkan nilai Tx = 1,568 detik pada mode 2, Ty = 1,693 detik pada mode 1. Sedangkan pada tower B didapatkan nilai Tx = 1,77 detik pada mode 2 dan Ty = 2,038 mode 1. Maka analisa struktur telah memenuhi syarat SNI 1726:2012.

4.3.5.4 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1 , nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 85% nilai respons statik. Rumus gaya geser statik adalah:

Perhitungan tower A:

$V = C_s . W$

Dimana:

$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} = \frac{0.88}{8/1.5}$= 0.165

Nilai C_s tidak boleh lebih dari:

$$C_{s\,\max X} = \frac{S_{D1}}{T.\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0.43}{1{,}483.\left(\frac{8}{1.5}\right)} = 0{,}05$$

$$C_{s\,\max Y} = \frac{S_{D1}}{T.\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0.43}{1{,}853.\left(\frac{8}{1{,}5}\right)} = 0{,}05$$

Dan tidak boleh kurang dari:

$C_{s\,min} = 0{,}044.S_{DS}.I_e > 0{,}01$ = 0.044 x 0.43 x 1.5 = 0.058

Maka diambil nilai C_s = 0.076

Dari analisis struktur yang sudah dilakukan, diperoleh berat total struktur adalah:

Berat total struktur adalah sebesar 64341 kN

Maka: $V_{statik} = C_sX.\ W$ = 0,076 x 4703126 = 360568 kN

$V_{statik} = C_sY.\ W$ = 0,076 x 4703126 = 360568 kN

Dari hasil analisis menggunakan program ETABS didapatkan nilai gaya geser dasar (*base shear*) sebagai berikut:

Tabel 4.15 Gaya Geser Dasar Beban Gempa

COMBO	FX (kg)	FY (kg)	STATUS
Gempa X Max	175414,65	50155,62	**NOT OK**
Gempa Y Max	52788,22	166595,44	**NOT OK**

Kontrol nilai akhir respon spectrum:

- Arah X :

$V_{dinamik} \geq 0{,}85.\ V_{statik}$

175414,65 ≥ 306483 kN (NOT OK)

- Arah Y :

$V_{dinamik} \geq 0{,}85.\ V_{statik}$

166595,44 ≥ 306483 kN (NOT OK)

Sehingga perlu dikalikan skala untuk memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1. Pada sumbu X perlu dikalikan skala yaitu 1,8 dan pada sumbu Y perlu dikalikan skala yaitu 1,9 sehingga menjadi:

- Arah-X :

$V_{dinamik} \geq 0{,}85 . V_{statik}$

315746 ≥ 306483 kN (OK)

- Arah-Y :

$V_{dinamik} \geq 0{,}85 . V_{statik}$

316531 ≥ 306483 kN (OK)

Perhitungan tower B:

$V = C_s . W$

Dimana:

$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} = \frac{0.88}{8/1.5} = 0{,}165$

Nilai C_s tidak boleh lebih dari:

$C_{s\,\max X} = \frac{S_{D1}}{T.\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0.43}{2{,}038.\left(\frac{8}{1.5}\right)} = 0{,}04$

$C_{s\,\max Y} = \frac{S_{D1}}{T.\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0.43}{1{,}777.\left(\frac{8}{1{,}5}\right)} = 0{,}05$

Dan tidak boleh kurang dari:

$C_{s\,min} = 0{,}044.S_{DS}.I_e > 0{,}01$ = 0,044 x 0,43 x 1,5 = 0,058

Maka diambil nilai C_s = 0.076

Dari analisis struktur yang sudah dilakukan, diperoleh berat total struktur adalah:

Berat total struktur adalah sebesar 64341 kN

Maka: $V_{statik} = C_sX . W$ = 0,076 x 12565435 = 963337 kN

$V_{statik} = C_sY . W$ = 0,076 x 12565435 = 963337 kN

Dari hasil analisis menggunakan program ETABS didapatkan nilai gaya geser dasar (*base shear*) sebagai berikut:

Tabel 4.16 Gaya Geser Dasar Beban Gempa

COMBO	FX (kg)	FY (kg)	STATUS
Gempa X Max	434768,16	114008,55	**NOT OK**
Gempa Y Max	43495,64	379970,09	**NOT OK**

Kontrol nilai akhir respon spectrum:

- Arah X :

$V_{dinamik} \geq 0{,}85.\ V_{statik}$

434768,16 ≥ 818836 kN (NOT OK)

- Arah Y :

$V_{dinamik} \geq 0{,}85.\ V_{statik}$

379970,09 ≥ 818836 kN (NOT OK)

Sehingga perlu dikalikan skala untuk memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1. Pada sumbu X perlu dikalikan skala yaitu 2.3 dan pada sumbu Y perlu dikalikan skala yaitu 2.7 sehingga menjadi:

- Arah-X :

$V_{dinamik} \geq 0{,}85.\ V_{statik}$

826059,504 ≥ 818836 kN (OK)

- Arah-Y :

$V_{dinamik} \geq 0{,}85.\ V_{statik}$

835934,198 ≥ 818836 kN (OK)

4.3.5.5 Kontrol Simpangan Antar Lantai (Drift)

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Defleksi pusat massa di tingkat x (δx) ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \leq \Delta_a$$

Dimana:

δ_{xe} = defleksi pada lantai ke-x yang ditentukan dengan analisis elastis

C_d = faktor pembesaran defleksi (4)

I_e = faktor keutamaan gedung (1.5)

Δ_a = $0{,}020h_{sx}$

Tinggi tingkat 4.2 m

Δ_a = $0{,}020h_{sx}$ = 0,020 x 4,2 = 0,084 m = 84 mm

Tabel 4.17 Kontrol *drift* Gempa X join 15 Tower A

Lantai	ẕxe	ẕx	Drift (Δn)	Syarat (Δa)	Status
12	0,04421	0,001654	0,004410667	0,084	**OK**
11	0,04256	0,002247	0,005992	0,084	**OK**
10	0,04031	0,002797	0,007458667	0,084	**OK**
9	0,03751	0,003259	0,008690667	0,084	**OK**
8	0,03425	0,00365	0,009733333	0,084	**OK**
7	0,0306	0,004053	0,010808	0,084	**OK**
6	0,02655	0,004285	0,011426667	0,084	**OK**
5	0,02226	0,004544	0,012117333	0,084	**OK**
4	0,01772	0,004769	0,012717333	0,084	**OK**
3	0,01295	0,004843	0,012914667	0,084	**OK**
2	0,00811	0,004503	0,012008	0,084	**OK**
1	0,00361	0,00302	0,008053333	0,084	**OK**
Basement	0,00059	0,000585	0,00156	0,084	**OK**

Tabel 4.18 Kontrol *drift* Gempa Y join 15 Tower A

Lantai	δxe	δx	Drift (Δn)	Syarat (Δa)	Status
12	0,04508	0,002059	0,005490667	0,084	**OK**
11	0,04302	0,002553	0,006808	0,084	**OK**
10	0,04047	0,003045	0,00812	0,084	**OK**
9	0,03743	0,003445	0,009186667	0,084	**OK**
8	0,03398	0,003776	0,010069333	0,084	**OK**
7	0,03021	0,004096	0,010922667	0,084	**OK**
6	0,02611	0,004335	0,01156	0,084	**OK**
5	0,02177	0,004535	0,012093333	0,084	**OK**
4	0,01724	0,004695	0,01252	0,084	**OK**
3	0,01254	0,004689	0,012504	0,084	**OK**
2	0,00786	0,004367	0,011645333	0,084	**OK**
1	0,00349	0,003069	0,008184	0,084	**OK**
Basement	0,00042	0,000419	0,001117333	0,084	**OK**

Tabel 4.19 Kontrol *drift* Gempa X join 29 Tower B

Lantai	δxe	δx	Drift (Δn)	Syarat (Δa)	Status
12	0,04849	0,001793	0,004781333	0,084	**OK**
11	0,0467	0,002401	0,006402667	0,084	**OK**
10	0,04429	0,002973	0,007928	0,084	**OK**
9	0,04132	0,003475	0,009266667	0,084	**OK**
8	0,03785	0,003907	0,010418667	0,084	**OK**
7	0,03394	0,00432	0,01152	0,084	**OK**
6	0,02962	0,004567	0,012178667	0,084	**OK**
5	0,02505	0,004858	0,012954667	0,084	**OK**
4	0,02019	0,005112	0,013632	0,084	**OK**
3	0,01508	0,005262	0,014032	0,084	**OK**
2	0,00982	0,005105	0,013613333	0,084	**OK**
1	0,00472	0,003793	0,010114667	0,084	**OK**
Basement	0,00092	0,000922	0,002458667	0,084	**OK**

Tabel 4.20 Kontrol *drift* Gempa Y join 29 Tower B

Lantai	ẟxe	ẟx	Drift (Δn)	Syarat (Δa)	Status
12	0,05543	0,001905	0,00508	0,084	**OK**
11	0,05353	0,002599	0,006930667	0,084	**OK**
10	0,05093	0,003312	0,008832	0,084	**OK**
9	0,04761	0,003937	0,010498667	0,084	**OK**
8	0,04368	0,004497	0,011992	0,084	**OK**
7	0,03918	0,005049	0,013464	0,084	**OK**
6	0,03413	0,005408	0,014421333	0,084	**OK**
5	0,02872	0,005769	0,015384	0,084	**OK**
4	0,02295	0,006074	0,016197333	0,084	**OK**
3	0,01688	0,00616	0,016426667	0,084	**OK**
2	0,01072	0,005655	0,01508	0,084	**OK**
1	0,00507	0,003889	0,010370667	0,084	**OK**
Basement	0,00118	0,001176	0,003136	0,084	**OK**

Dari hasil kontrol tabel di atas maka analisis struktur memenuhi persyaratan sesuai dengan SNI 1726:2012.

4.3.5.6 Kontrol sistem ganda

erdasarkan berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.2.5.1., sistem rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan rangka bresing, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya.

Tabel 4.21 Reaksi Perletakan dan Presentase Kontrol Gaya Geser Tower A

Pemikul Gaya Geser	Gempa X		Gempa Y	
	Kg	%	Kg	%
EBF	122995,63	75%	115585,24	75%
FRAME	41606,75	25%	37859,68	25%
Total	164602,38	100%	153444,92	100%

Tabel 4.22 Reaksi Perletakan dan Presentase Kontrol Gaya Geser Tower B

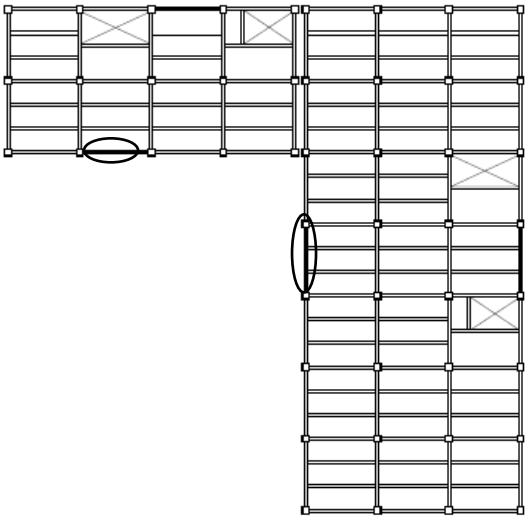
Pemikul Gaya Geser	Gempa X		Gempa Y	
	Kg	%	Kg	%
SRBE	215844,53	62%	169411,59	75%
SRPM	133454,87	38%	55094,63	25%
Total	349299,4	100%	224506,22	100%

4.4 Perencanaan Struktur Primer

Setelah melakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu ETABS, maka tahap selanjutnya adalah melakukan analisis struktur melalui kontrol terhadap struktur utama dengan menggunakan peraturan berlaku yaitu SNI 1729:2015.

4.4.1 Perencanaan Link

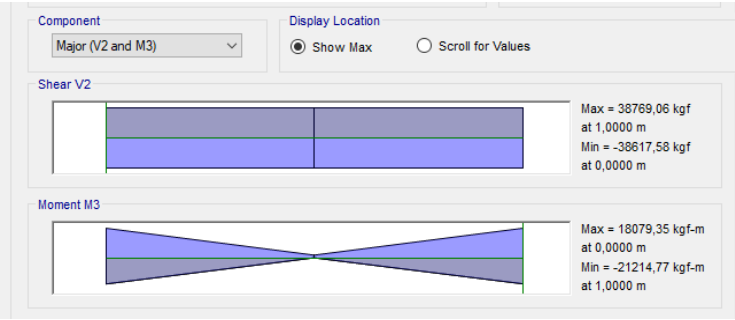
4.4.1.1 Perencanaan Link Memanjang



Gambar 4.29 Link memanjang yang ditinjau

Balok link direncanakan menggunakan profil WF 500x300x11x15, dengan data – data sebagai berikut:

W = 114 kg/m	r = 26 mm	h = 400 mm
A = 145,5 cm2	Zx = 2500 cm3	Sx= 2500 cm3
d = 482 mm	E = 200000 Mpa	fy = 250 Mpa
bf = 300 mm	iy = 6,82 cm	fu = 410 Mpa
tw = 11 mm	Iy = 6760 cm4	
tf = 15 mm	Ix = 64600 cm4	



Gambar 4.30 Gaya Dalam Link Arah Memanjang

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:
Nu = 2278,14 kg
Vu = 38769,06 kg
Mu = 21214,77 kgm

a. Penentuan Jenis Link

Mp = Zx . fy = 3100 x 2500 = 6250000 kgcm
Vp = 0.6 . fy . (d – 2.tf) . tw = 0,6 x 2500 x (48,2 – 2x1,5) x 1,1
= 74580 kg

$$e = \frac{1{,}6 \times Mp}{V_p} = \frac{1{,}6 \times 6250000}{74580} = 134{,}08\ cm$$

Pada analisa yang dilakukan di aplikasi ETABS, direncanakan panjang link 100 cm.

- Kontrol Penampang
  - Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2x15} = 10$$

$$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0{,}38\sqrt{\frac{200000}{250}} = 10{,}74$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$

- Pelat badan

$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11}$ = 36,36

$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 3{,}76\sqrt{\frac{200000}{250}}$ = 106,35

$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$

Karena penampang kompak, maka:
Ny = Ag x fy = 145,5 x 2500 = 363750 kg
0,15 Ny = 0,15 x 363750 = 54562,5 kg
0,15 Ny > Nu
54562,5 > 363750kg
Karena 0,15 Ny > Nu, maka berdasarkan acuan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.5, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana *link* tidak diperhitungkan.

b. Kontrol Kuat Geser

Berdasarkan acuan peraturan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.4, kuat geser nominal *link* diambil yang terkecil dari Vp atau 2 Mp/e.

Vp = 0,6 . fy . (d – 2.tf) . tw = 74580 kg

Vp = $\frac{2\times Mp}{e} = \frac{2\times 6250000}{100}$ = 125000 kg

Vn = Vp = 74580 kg

- Cek kapasitas penampang

  Vu ≤ Ø Vn

  38769,06 ≤ 0,9 x 74580

  38769,06 ≤ 67122 kg (OK)

d. Kontrol Sudut Rotasi Link

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.7, untuk nilai e lebih kecil dari $\frac{1,6 \times Mp}{V_p}$ sudut rotasi link tidak boleh melebihi 0.08 radian.

$\alpha = \left(\frac{L}{e}\right) . \emptyset = \left(\frac{L}{e}\right) . \frac{\delta x}{H\ lantai} = \left(\frac{720}{100}\right) . \frac{2,58}{420}$ = 0,04

α < α maks (OK)

0,04 < 0,08 radian (OK)

e. Pengaku Link Arah Memanjang

Untuk pengaku dengan panjang *link* ≤ 1,6 . Mp / Vp, harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak memiliki harga- harga berikut:

Untuk α = 0,08 radian

S = 30 tw – d/5 = 30x1,1 – 48,2/5 = 23,36 cm

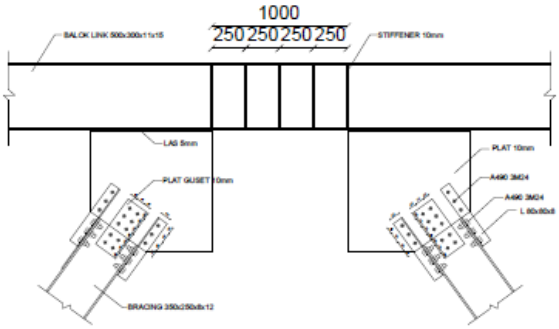
Untuk α = 0,02 radian

S = 52 tw – d/5 = 52x1,1 – 48,2/5 = 47,56 cm

Untuk α = 0,03 radian, maka harus diinterpolasi

$S = 47,56 - \left(\frac{0,04 - 0,02}{0,08 - 0,02}\right) . (47,56 - 23,36) = 37,7\ cm$

Dipasang pengaku antara dengan jarak 25 cm.

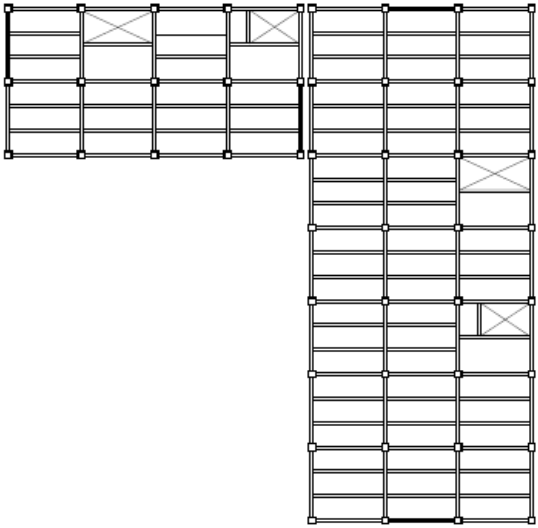


Gambar 4.31 Jarak Pengaku Link Memanjang

Tabel 4.17 Rekapitulasi Profil Link Memanjang

Tower	Arah	Profil	Keterangan
A	Memanjang	WF 500x300x11x15	Lt 1-13
B		WF 500x300x11x15	

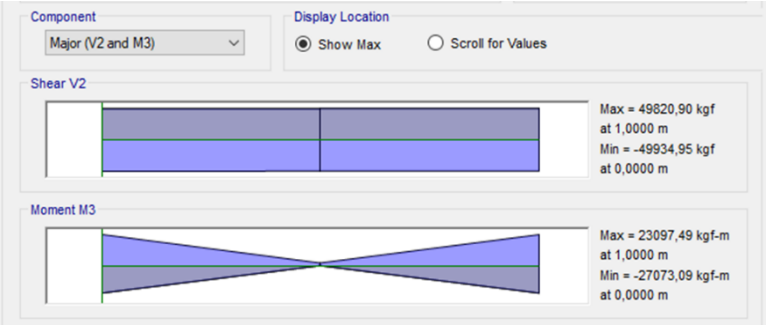
4.4.1.2 Perencanaan Link Melintang



Gambar 4.32 Link melintang yang ditinjau

Balok link direncanakan menggunakan profil WF 600x300x12x17, dengan data – data sebagai berikut:

W = 137 kg/m	r = 28 mm	h = 492 mm
A = 174,5 cm2	Zx = 3782 cm3	Sx= 3530 cm3
d = 482 mm	E = 200000 Mpa	fy = 250 Mpa
bf = 582 mm	iy = 6,63 cm	fu = 410 Mpa
tw = 12 mm	Iy = 7670 cm4	
tf = 17 mm	Ix = 103000 cm4	



Gambar 4.33 Gaya Dalam Link Arah Melintang

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:
Nu = 1087,84kg
Vu = 49934,95kg
Mu = 27073,09 kgm

a. Penentuan Jenis Link

Mp = Zx . fy = 3782 x 2500 = 9455000 kgcm
Vp = 0.6 . fy . (d – 2.tf) . tw = 0,6 x 2500 x (58,2 – 2x1,7) x 1,2
= 98640 kg

$$e = \frac{1{,}6 \times Mp}{V_p} = \frac{1{,}6 \times 9455000}{98640} = 153{,}36\ cm$$

Pada analisa yang dilakukan di aplikasi ETABS, direncanakan panjang link 100 cm.

- Kontrol Penampang
  - Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2x17} = 8{,}24$$

$$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0{,}38\sqrt{\frac{200000}{250}} = 10{,}74$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

  - Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{12} = 41$$

$$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 3{,}76\sqrt{\frac{200000}{250}} = 106{,}35$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

Karena penampang kompak, maka:
Ny = Ag x fy = 174,5 x 2500 = 436250 kg
0,15 Ny = 0,15 x 436250 = 65437,5 kg
0,15 Ny > Nu
65437,5 > 1087,84 kg
Karena 0,15 Ny > Nu, maka berdasarkan acuan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.5, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana *link* tidak diperhitungkan.

b. Kontrol Kuat Geser

Berdasarkan acuan peraturan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.4, kuat geser nominal *link* diambil yang terkecil dari Vp atau 2 Mp/e.
Vp = 0,6 . fy . (d – 2.tf) . tw = 98640 kg

Vp = $\frac{2\times Mp}{e} = \frac{2\times 9455000}{100}$ = 189100 kg
Vn = Vp = 98640 kg

- Cek kapasitas penampang
  Vu ≤ Ø Vn
  49934,95 ≤ 0,9 x 98640
  49934,95≤ 88776 kg (OK)

f. Kontrol Sudut Rotasi Link

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.7, untuk nilai e lebih kecil dari $\frac{1,6\times Mp}{V_p}$ sudut rotasi link tidak boleh melebihi 0.08 radian.

$\alpha = \left(\frac{L}{e}\right).\emptyset = \left(\frac{L}{e}\right).\frac{\delta x}{H\ lantai} = \left(\frac{720}{100}\right).\frac{2,58}{420}$ = 0,04

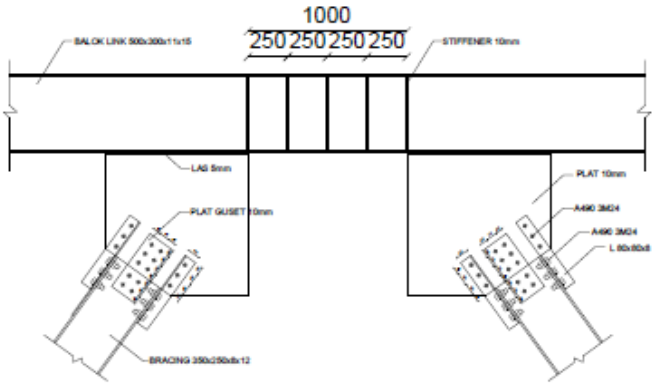
α < α maks (OK)
0,04 < 0,08 radian (OK)

g. Pengaku Link Arah Memanjang

Untuk pengaku dengan panjang *link* ≤ 1,6 . Mp / Vp, harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak memiliki harga- harga berikut:
Untuk α = 0,08 radian
S = 30 tw – d/5 = 30x1,2 – 58,2/5 = 24,36 cm
Untuk α = 0,02 radian
S = 52 tw – d/5 = 52x1,2 – 58,2/5 = 50,76 cm
Untuk α = 0,04 radian, maka harus diinterpolasi

$$S = 50,76 - \left(\frac{0,04 - 0,02}{0,08 - 0,02}\right).(50,76 - 24,36) = 43,4cm$$

Dipasang pengaku antara dengan jarak 25 cm.



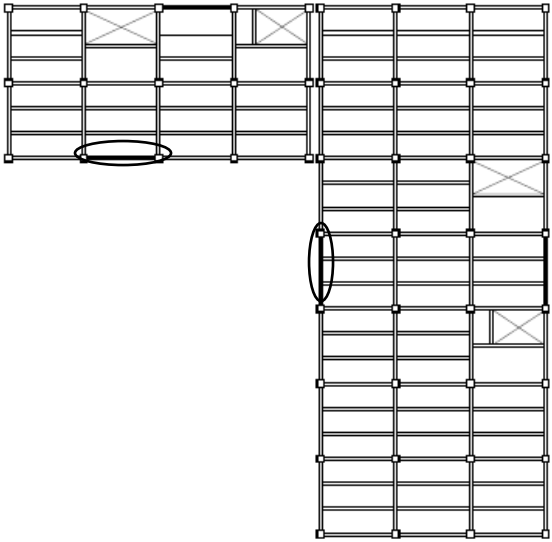
Gambar 4.34 Jarak Pengaku Link Melintang

Tabel 4.18 Rekapitulasi Profil Link Melintang

Tower	Arah	Profil	Keterangan
A	Melintang	WF 450x300x10x15	Lt 1-13
B		WF 600x300x12x17	

4.4.2 Balok Luar Link

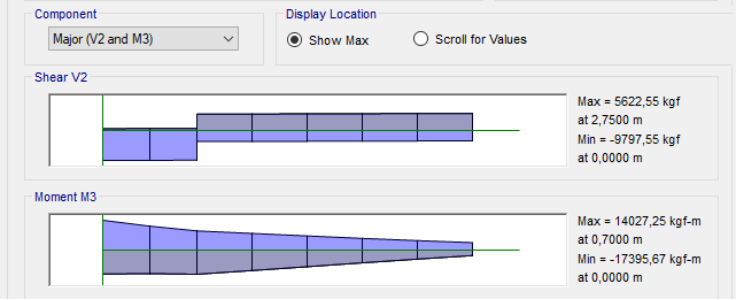
4.4.2.1 Balok Diluar Link Arah Memanjang



Gambar 4.35 Balok Luar Link Memanjang yang Ditinjau

Balok diluar link direncanakan menggunakan profil WF 500x300x11x15, dengan data – data sebagai berikut:

W = 114 kg/m	r = 26 mm	h = d-2(tf+r)
A = 145,5 cm2	Zx = 2663 cm3	= 400 mm
d = 482 mm	Zy = 689 cm3	Sx = 2500 cm3
bf = 300 mm	ix = 20,4 cm	Sy = 451 cm3
tw = 11 mm	iy = 6,82 cm	fy = 250 Mpa
tf = 15 mm	Ix = 60400 cm4	fu = 410 Mpa
Iy = 6760 cm4	E = 200000 Mpa	



Gambar 4.36 Gaya Dalam Balok Luar Link Memanjang

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:
Mu = 17395,67 kgm
Vu = 9797,55 kg
Berdasarkan peraturan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2, kuat perlu balok diluar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya- gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar Ry.Vn dan kuat rencana balok diluar link dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikannya dengan faktor Ry.

$V_u = 1{,}1 \times R_y \times V_n = 1{,}1x1{,}5x74580 = 123057\ kg$

V_n = Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil dari Vp atau 2Mp/e

Vp = 0,6 . fy . (d – 2.tf) . tw = 0.6 x 2500 x (48.2 – 2x1.5) x 1.1
=74580 kg

Mp = Zx . fy = 2663 x 2500 = 6657500 kgcm

$Vp = \frac{2 \times Mp}{e} = \frac{2 \times 6657500}{100} = 133150$ kg

sehingga Vp diambil = 74580 kg

Maka, Vu = 123057 kg

- Kontrol Penampang
  - Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2x15} = 10$$

$$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0{,}38\sqrt{\frac{200000}{250}} = 10{,}74$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

  - Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36{,}36$$

$$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 3{,}76\sqrt{\frac{200000}{250}} = 106{,}35$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

Karena penampang kompak, maka Mn = Mp
Mn = Zx x fy = 6657500 kgcm

- Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36{,}36$$

$$\lambda p = 2{,}24\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 2{,}24\sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63{,}35$$

$\frac{h}{tw} \leq 2{,}24\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, sehingga $\phi_v = 1{,}00$ dan $C_v = 1{,}0$
$Vn = 0{,}6F_yA_wC_v = 0.6x2500x48{,}2x1{,}1x1 = 79530$ kg

- Kontrol Interaksi Geser dan Lentur

$$\frac{Mu}{\emptyset.Mn} + 0{,}625\ \frac{Vu}{\emptyset.Vn} \leq 1{,}375$$

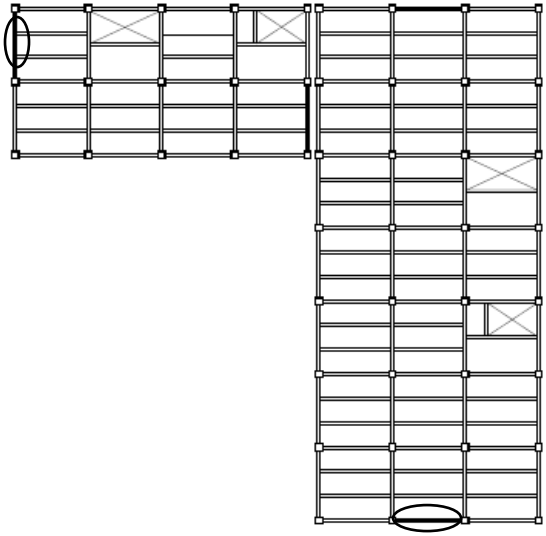
$$\frac{17395{,}67}{0{,}9x6657500} + 0{,}625\ \frac{123057}{0{,}9x79530} \leq 1{,}375$$

$1{,}07 \leq 1{,}375$ (OK)

Tabel 4.19 Rekapitulasi Profil Balok Diluar Link Memanjang

Tower	Arah	Profil	Keterangan
A	Memanjang	WF 500x300x11x15	Lt 1-13
B		WF 500x300x11x15	

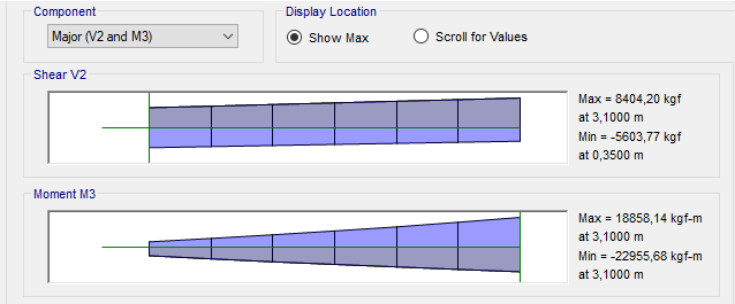
4.4.2.2 Balok Diluar Link Arah Melintang



Gambar 4.36 Balok Luar Link Memanjang yang ditinjau

Balok diluar link direncanakan menggunakan profil WF 600x300x12x17, dengan data – data sebagai berikut:

W = 137 kg/m	r = 26 mm	h = d-2(tf+r)
A = 174,5 cm2	Zx = 2663 cm3	= 400 mm
d = 582 mm	Zy = 689 cm3	Sx = 2500 cm3
bf = 300 mm	ix = 20,4 cm	Sy = 451 cm3
tw = 12 mm	iy = 6,82 cm	fy = 250 Mpa
tf = 17 mm	Ix = 60400 cm4	fu = 410 Mpa
Iy = 7670 cm4	E = 200000 Mpa	



Gambar 4.37 Gaya Dalam Balok Luar Link Memanjang

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:
Mu = 22955,68 kgm
Vu = 8404,2 kg

Berdasarkan peraturan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2, kuat perlu balok diluar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar Ry.Vn dan kuat rencana balok diluar link dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikannya dengan faktor Ry.

$V_u = 1{,}1 \times R_y \times V_n = 1{,}1x1{,}5x98640 = 162756\ kg$

V_n = Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil dari Vp atau 2Mp/e

Vp = 0,6 . fy . (d – 2.tf) . tw = 0,6 x 2500 x (58.2 – 2x1,7) x 1,2
= 98640 kg

Mp = Zx . fy = 2663 x 2500 = 6657500 kgcm

Vp = $\frac{2\times Mp}{e} = \frac{2\times 9455000}{100}$ = 189100 kg

sehingga Vp diambil = 98640 kg

Maka, Vu = 162756 kg

- Kontrol Penampang
  - Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2x17} = 8{,}82$$

$$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0{,}38\sqrt{\frac{200000}{250}} = 10{,}74$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

  - Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{12} = 41$$

$$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 3{,}76\sqrt{\frac{200000}{250}} = 106{,}35$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

Karena penampang kompak, maka Mn = Mp
Mn = Zx x fy = 6657500 kgcm

- Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{12} = 41$$

$$\lambda p = 2{,}24\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 2{,}24\sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63{,}35$$

$\frac{h}{tw} \leq 2{,}24\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, sehingga $\phi_v = 1{,}00$ dan $C_v = 1{,}0$
$Vn = 0{,}6F_yA_wC_v = 0.6x2500x58{,}2x1{,}2x1 = 104760$ kg

- Kontrol Interaksi Geser dan Lentur

$$\frac{Mu}{\emptyset.Mn} + 0{,}625\ \frac{Vu}{\emptyset.Vn} \leq 1{,}375$$

$$\frac{22955{,}68}{0{,}9x9455000} + 0{,}625\ \frac{162756}{0{,}9x98640} \leq 1{,}375$$

$1{,}08 \leq 1{,}375$ (OK)

Tabel 4.20 Rekapitulasi Profil Balok Diluar Link Memanjang

Tower	Arah	Profil	Keterangan
A	Melintang	WF 450x300x10x15	Lt 1-13
B		WF 600x300x12x17	

4.4.3 Perencanaan Bresing

4.4.3.1 Perencanaan Bresing Arah Memanjang

Bresing direncanakan menggunakan profil WF 350x250x8x12, dengan data – data sebagai berikut:

W = 69,2 kg/m r = 20 mm h = d-2(tf+r)
A = 88,15 cm2 Zx = 1163 cm3 = 272 mm
d = 336 mm Zy = 377 cm3 Sx = 1100 cm3
bf = 249 mm ix = 14,5 cm Sy = 248 cm3
tw = 8 mm iy = 5,92 cm fy = 250 Mpa
tf = 12 mm Ix = 18500 cm4 fu = 410 Mpa
Iy = 3090 cm4 E = 200000 Mpa

$\alpha = 54^{\circ}$ (Sudut Bresing)
L = 520 cm

Berdasarkan peraturan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1, kuat kombinasi aksial dan lentur perlu pada batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar 1,25 Ry Vn. Kuat rencana batang bresing harus lebih besar dari pada kuat perlu element *link*.

Vu = 1,25 . Ry . Vn = 1,25 x 1,5 x 74580 = 139837,5 kg

$$P_u tekan = \frac{V_u}{sin\alpha} = \frac{139837,5}{sin54} = 172848,65\ kg$$
$$P_u tarik = \frac{V_u}{sin\alpha} = \frac{139837,5}{sin54} = 172848,65\ kg$$

- Kontrol penampang profil
  - Pelat sayap
    $\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{249}{2x12}$ = 10,375
    $\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{250}}$ = 15,81
    $\lambda < \lambda_R \rightarrow Penampang\ tidak\ langsing$
  - Pelat badan
    $\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{272}{8} = 34$
    $\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = \frac{665}{\sqrt{250}}$ = 42,058
    $\lambda < \lambda_R \rightarrow Penampang\ tidak\ langsing$

- Kontrol kuat bresing

$$Arah\ X \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{520}{14,5} = 35,82$$
$$Arah\ Y \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{520}{5,92} = 87,83$$

λ pakai = 88,83

$$f_e = \frac{\pi^2 xE}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 x2000000}{(87,83)^2} = 2555,79\ kg/cm2$$

$$\frac{L_{ky}}{i_y} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$87,83 \leq 4.71\sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

$88,87 \leq 133,219$ maka,

$$Fcr = \left[0.685^{\frac{fy}{fe}}\right] xfy = \left[0.685^{\frac{2500}{2496,23}}\right] x2500 = 1711,522$$

- Bresing tarik
  $P_{max} = R_y \, . \, F_y \, . Ag$= 1,5 x 2500 x 88,15 = 330562,5 kg
  $\phi_c P_n = 0.9$ x 330562,5 = 297506,2 kg
  $\phi_c P_n > Pu$
  297506,2 > 172848,65 kg (OK)
- Bresing tekan
  $P_{max} = 1{,}1 \, . R_y \, . Ag \, . F_{cr}$= 1,1 x 1,5 x 88,15 x 1726,703
  = 251144,6 kg
  $\phi_c P_n = 0{,}9x251144{,}6 = 226030{,}14$ kg
  $\phi_c P_n > Pu$
  226030,14> 172848,656 kg (OK)

Tabel 4.21 Rekapitulasi Profil Bresing Memanjang

Tower	Arah	Profil	Keterangan
A	Memanjang	WF 250x250x11x11	Lt 1-13
B		WF 350x250x8x12	

4.4.3.2 Perencanaan Bresing Arah Melintang

Bresing direncanakan menggunakan profil WF 300x300x11x17, dengan data – data sebagai berikut:

W = 106 kg/m r = 18 mm h = d-2(tf+r)
A = 134,8 cm2 Zx = 1669 cm3 = 234 mm
d = 304 mm Zy = 778 cm3 Sx = 1540 cm3
bf = 301 mm ix = 13,2 cm Sy = 514 cm3
tw = 11 mm iy = 7,57 cm fy = 250 Mpa
tf = 17 mm Ix = 23400 cm4 fu = 410 Mpa
Iy = 7730 cm4 E = 200000 Mpa

α = 54˚ (Sudut Bresing)
L = 520 cm

Berdasarkan peraturan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1, kuat kombinasi aksial dan lentur perlu pada batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar 1,25 Ry Vn. Kuat rencana batang bresing harus lebih besar dari pada kuat perlu element *link*.

Vu = 1,25 . Ry . Vn = 1,25 x 1,5 x 98640 = 184950 kg

$$P_u tekan = \frac{V_u}{sin\alpha} = \frac{184950}{sin54} = 228610{,}7\ kg$$

$$P_u tarik = \frac{V_u}{sin\alpha} = \frac{184950}{sin54} = 228610{,}7\ \ kg$$

- Kontrol penampang profil
  - Pelat sayap

    $\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{301}{2x17}$ = 8,853

    $\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{250}}$ = 15,81

    $\lambda < \lambda_R \rightarrow Penampang\ tidak\ langsing$
  - Pelat badan

    $\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{234}{11} =$ 21,27

    $\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = \frac{665}{\sqrt{250}}$ = 42,058

    $\lambda < \lambda_R \rightarrow Penampang\ tidak\ langsing$

- Kontrol kuat bresing

$$Arah\ X\ \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{520}{13{,}2} = 39{,}394$$

$$Arah\ Y\ \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{520}{7{,}57} = 68{,}692$$

λ pakai = 88,83

$$f_e = \frac{\pi^2 xE}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 x2000000}{(68{,}692)^2} = 4179{,}019\ kg/cm2$$

$$\frac{L_{ky}}{i_y} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$68{,}692 \leq 4.71\sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

$88{,}87 \leq 133{,}219$ maka,

$$Fcr = \left[0.685^{\frac{fy}{fe}}\right] xfy = \left[0.685^{\frac{2500}{4179{,}019}}\right] x2500 = 1993{,}635$$

- Bresing tarik

  $P_{max} = R_y \,.\, F_y \,.\, Ag$= 1,5 x 2500 x 134,8 = 505500 kg

  $\phi_c P_n$ = 0.9 x 505500 = 454950 kg

  $\phi_c P_n > Pu$

  454950 > 228610,772 kg (OK)

- Bresing tekan

  $P_{max} = 1{,}1 \,.\, R_y \,.\, Ag \,.\, F_{cr}$= 1,1 x 1,5 x 134,8 x 1993,635

  = 443424,404 kg

  $\phi_c P_n = 0{,}9x443424{,}404 = 399081{,}964$ kg

  $\phi_c P_n > Pu$

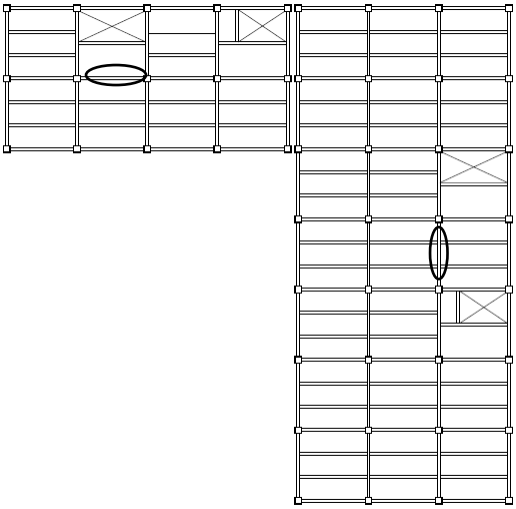
  399081,964> 228610,772 kg (OK)

Tabel 4.22 Rekapitulasi Profil Bresing

Tower	Arah	Profil	Keterangan
A	Melintang	WF 250x250x11x11	Lt 1-13
B		WF 300x300x11x17	

4.4.4 Perencanaan Balok Induk

4.4.4.1 Perencanaan Balok Induk Arah Memanjang



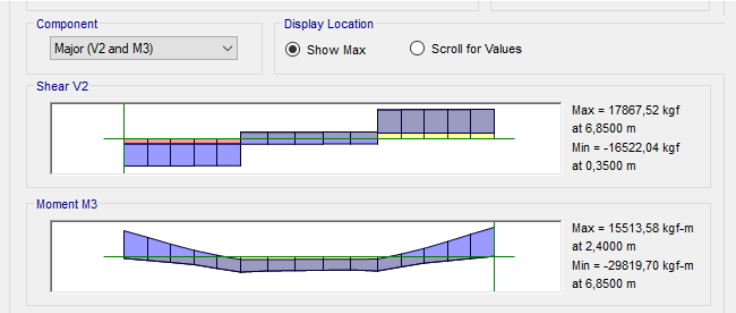
Gambar 4.38 Balok Induk Memanjang yang ditinjau

Balok induk arah memanjang direncanakan menggunakan profil WF 500x300x11x15, dengan data – data sebagai berikut:

W = 114 kg/m	r = 26 mm	h = d-2(tf+r)
A = 145,5 cm2	Zx = 2663 cm3	= 400 mm
d = 482 mm	Zy = 689 cm3	Sx = 2663 cm3
bf = 300 mm	ix = 20,4 cm	Sy = 451 cm3
tw = 11 mm	iy = 6,82 cm	fy = 250 Mpa
tf = 15 mm	Ix = 60400 cm4	fu = 410 Mpa
Iy = 6760 cm4	E = 200000 Mpa	

- Sebelum Komposit

Pada kondisi sebelum komposit, beban yang dipikul terdiri dari beban profil, beban pelat bondek dan beban pelat beton. Berdasarkan hasil analisa ETABS didaptkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:



Gambar 4.39 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Sebelum Komposit

Mmax = 29819,7 kgm
Vmax = 17867,52 kg

h. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2x15} = 10$$

$$\lambda p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0{,}38\sqrt{\frac{200000}{250}} = 10{,}748$$

$\lambda < \lambda p$ (Penampang kompak)

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36{,}36$$

$$\lambda p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 3{,}76\sqrt{\frac{200000}{250}} = 106{,}348$$

$\lambda < \lambda p$ (Penampang kompak)

Penampang kompak sehingga, Mn=Mp
Mn = Zx . Fy = 2663 x 2500 = 6657500 kgcm
$Mu \leq \phi_b Mn$
29819,7 ≤ 0.9 x 6657500 **(OK)**

i. Kontrol Tekuk Lateral
Lb = 720 cm
Lp = 339,502 cm
Lr = 980,654 cm
Lp < Lb < Lr (Bentang Menengah)

M_{maks} = 29819,7 kgm
M_A = 9990,55 kgm
M_B = 13810,16 kgm
M_C = 8403,15 kgm

$$C_b = \frac{12{,}5\ Mmaks}{2{,}5Mmaks+3M_A+4M_B+3M_C} \leq 2.3$$
$$= \frac{12{,}5x29819{,}7}{2{,}5x29819{,}7 +3x9990{,}55+4x13810{,}16+3x8403{,}15}$$
$$= 2{,}015 \leq 2{,}3$$

$$Mn = Cb \left[Mp - (Mp - 0{,}7FySx)\left(\frac{Lb-Lp}{Lr-Lp}\right)\right] < Mp$$
$$= 2{,}18 \left[6657500 - (6657500 - 0{,}7x2500x2663)\left(\frac{720 - 339{,}502}{980{,}654 - 339{,}502}\right)\right] < 6657500$$

13217539,1 kgcm > 6657500 kgcm (OK) Digunakan Mn
$Mu \leq \phi_b Mn$
2981970 ≤ 0,9 x 11027386,43 **(OK)**

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36{,}36$$

$$\lambda p = 2{,}24\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 2{,}24\sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63{,}35$$

$\frac{h}{tw} \leq 2{,}24\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, sehingga $\phi_v = 1{,}00$ dan $C_v = 1{,}0$

$Vn = 0{,}6F_yA_wC_v = 0.6 \times 2500 \times 40 \times 1{,}1 \times 1 = 66000$ kg

$Vu \leq \phi_v Vn$

$5290{,}26 \leq 66000$ kg **(OK)**

- Kontrol lendutan

L = 720 cm

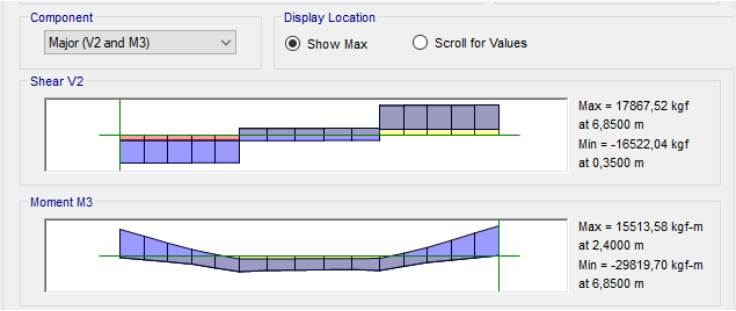
$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{720}{360} = 2$ cm

$f^0 = 0{,}524$ (Hasil dari program ETABS)

$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.524\ cm < 2\ cm \rightarrow$ **(OK)**

❖ Setelah Komposit

Pada kondisi setelah komposit, gaya servis telah terjadi. Berdasarkan hasil analisa ETABS didaptkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:



Gambar 4.40 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Setelah Komposit

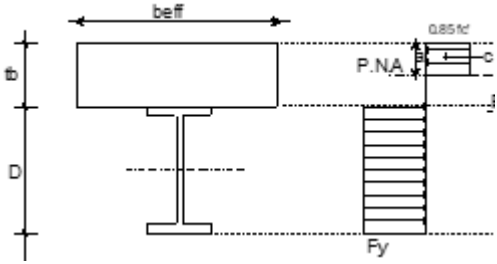
Mmin = 29819,7 kgm
Mmax = 15513,58 kgm
Vmax = 17867,52 kg

- Zona Momen Positif
  Menghitung momen nominal
  - Lebar efektif
    Beff ≤ L$\frac{1}{4}$ = $\frac{1}{4}$ 720 = 180 cm
    Beff ≤ $\frac{1}{2}$ S = $\frac{1}{2}$ 720 = 360 cm
    Sehingga dipakai Beff = 180 cm

  - Kriteria penampang
    $\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36{,}36$
    $\lambda p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 3{,}76\sqrt{\frac{200000}{250}}$ = 106,348

λ< λp (Penampang kompak), sehingga momen nominal dianalisa dengan distribusi tegangan plastis.

  - Kontrol Momen
    $C1$ = 0,85 $fc'\ tplat\ beff$ = 0,85x300x9x180 = 413100 kg
    C2 = As fy = 145,5 x 2500 = 363750 kg
    Karena C1>C2, maka garis netral terletak pada beton
    $a = \frac{c}{0{,}85.f_c'.b_{eff}} = \frac{363750}{0{,}85x300x180}$ = 7,9 cm
    d_1 = hr + tplat – a/2 = 50 + 90 – 79/2 = 100,5 mm
    d_2 = 0
    d_3 = ½ D = ½ 482 = 24,1 cm



Gambar 4.41 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif Balok Induk Memanjang (Beton)

C = 413100 kg
T = 363750 kg
Mn = C (d_1 + d_2) + T (d_3 – d_2)
= 413100 (9,5 + 0) + 363750 (24,1 – 0)
= 12690825 kgcm
Mu ≤ ϕb Mn
15513,58 ≤ 0,9 x 12690825 **(OK)**

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36{,}36$$

$$2{,}24\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 2{,}24\sqrt{\frac{200000}{250}} = 63{,}3567$$

$\frac{h}{tw} \leq 2{,}24\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, sehingga ϕ_v = 1,00 dan C_v = 1,0
Vn = 0,6$F_y A_w C_v$
= 0,6 x 2500 x 40 x 1,1 x 1 = 66000 kg
Vu ≤ ϕ_vVn
17867,52 ≤ 66000 kg **(OK)**

- Kontrol lendutan

L = 720 cm

$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{720}{360}$ = 2 cm

$f^0 = 0{,}52$ (Hasil dari program ETABS)

$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0{,}52\ cm < 2\ cm \rightarrow$ **(OK)**

- Zona momen negatif

Data tulangan negatif pelat:

Diameter = 10 mm

Luas Tulangan (Ar) = 0,785 cm^2

Jumlah tulangan = Beff/Jarak tulangan

= 180/15

= 12 buah

selimut beton (c) = 20 mm

- Menghitung momen nominal

T = n.Ar.fy = 12 x 0,785 x 4800 = 45216 kg

Py = Asfy = 145,5 x 2500 = 363750 kg

Gaya pada sayap profil P_f

$P_f = b_f \times t_f \times f_y$ = 30 x 1,5 x 2500 = 112500 kg

Gaya pada badan profil

$Pw = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f$

$= \left(\frac{363750 - 45216}{2} - 112500\right)$

= 46767 kg

$a_W = \frac{P_W}{t_W . F_y} = \frac{46767}{11x2500} = 17{,}3$ cm

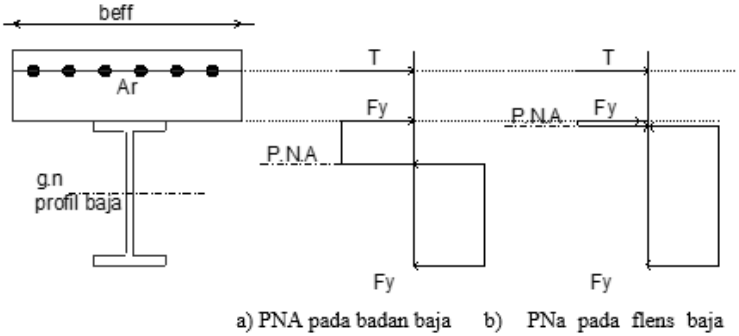
$$d_2 = \frac{\left(P_f \; x\, 0{,}5\, t_f\right) + \left(P_W \left(t_f + 0{,}5\, a_W\right)\right)}{Pf + Pw}$$

$$d_2 = \frac{(112500x0{,}5x1{,}5) + (4767\ x(1{,}8 + 0{,}5x17{,}3))}{112500x4767} = 2{,}5 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = 24{,}1$$

d_1 = hr + tplat - c = 5 + 9 – 2\

= 12 cm



Gambar 4.42 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif Balok Induk Memanjang

Mn = $T\,(d_1 + d_2) + P_y\,(d_3 - d_2)$
= 33929,2 (14 + 4,01)+ 363750 (24,1 – 4,01)
= 7916548,06 kgcm
Mu ≤ ϕb Mn
29819,7 ≤ 0,9x 7916548,06 **(OK)**

- Perencanaan Shear Connector (Stud)

D = 19 mm
Asa = 2,85 cm^2
fu = 410 Mpa
Ec = 0,043xWc$^{1,5}\sqrt{fc}$ = 0,043x2400$^{1,5}\sqrt{30}$ = 29440,087 Mpa
Q_n = 0,5.A_{sc}.(f_c'.E_c)^{0,5} = 0,5. 2,83 . (300. 29440,087)^{0,5}
= 4234,91 N
$R_g R_p A_{sa} F_u$ = 1 x 0,75 x 2,83 x 4100 = 8763,75 kg

Jumlah penghubung geser momen positif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

$$N = \frac{v'}{2Qn} = \frac{363750}{2x8763,75} = 20,75 = 22\ buah$$

Jarak antar penghubung geser momen positif adalah:
Smin = 6 x ds = 6 x 1,9 = 11,4 cm
Smax = 8 x tplat = 8 x 9 = 72 cm

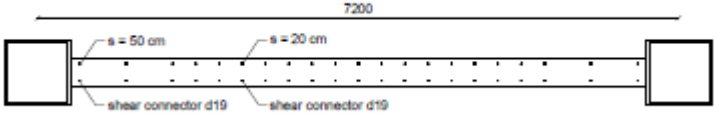
$$S = \frac{L}{N} = \frac{360}{22} = 16,3 = 20 \text{ cm}$$

Jumlah penghubung geser momen negatif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

$$N = \frac{v'}{2Qn} = \frac{33929,2}{2x8763,75} = 1,93 = 2\ buah$$

Jarak antar penghubung geser momen negatif adalah:
Smin = 6 x ds = 6 x 1,9 = 11,4 cm
Smax = 8 x tplat = 8 x 9 = 72 cm

$$S = \frac{L}{N} = \frac{180}{2} = 90 \text{ cm dipakai } 50 \text{ cm}$$

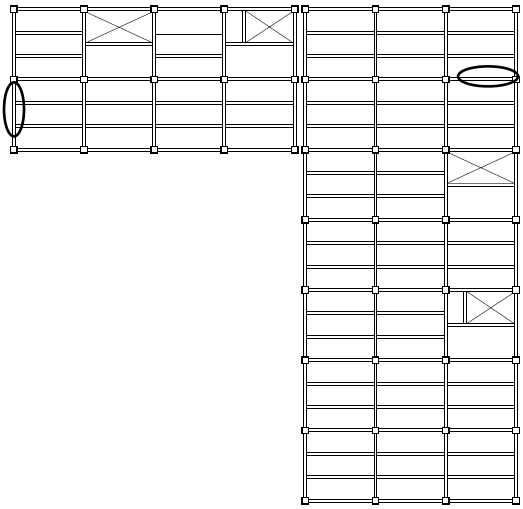


Gambar 4.43 Shear Connector Balok Memanjang

Tabel 4.23 Rekapitulasi Profil Balok Induk Memanjang

Tower	Arah	Profil	Keterangan
A	Memanjang	WF 500x300x11x15	Lt 1-12
B		WF 500x300x11x15	

4.4.4.2 Perencanaan Balok Induk Arah Melintang



Gambar 4.44 Balok Induk Memanjang yang ditinjau

Balok induk arah memanjang direncanakan menggunakan profil WF 600x300x12x17, dengan data – data sebagai berikut:

W = 137 kg/m r = 28 mm h = d-2(tf+r)
A = 174,5 cm2 Zx = 3782 cm3 = 492 mm
d = 582 mm Zy = 785 cm3 Sx = 3530 cm3
bf = 300 mm ix = 24,3 cm Sy = 511 cm3
tw = 12 mm iy = 6,63 cm fy = 250 Mpa
tf = 17 mm Ix = 103000 cm4 fu = 410 Mpa
Iy = 7670 cm4 E = 200000 Mpa

- Sebelum Komposit

Pada kondisi sebelum komposit, beban yang dipikul terdiri dari beban profil, beban pelat bondek dan beban pelat beton. Berdasarkan hasil analisa ETABS didaptkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:

Gambar 4.45 Gaya Dalam Balok Induk Melintang Sebelum Komposit

Mmax = 25693,84 kgm
Vmax = 13083,11 kg

j. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2x17} = 8{,}24$$

$$\lambda p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0{,}38\sqrt{\frac{200000}{250}} = 10{,}748$$

$\lambda < \lambda p$ (Penampang kompak)

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{12} = 41$$

$$\lambda p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 3{,}76\sqrt{\frac{200000}{250}} = 106{,}348$$

$\lambda < \lambda p$ (Penampang kompak)

Penampang kompak sehingga, Mn=Mp
Mn = Zx . Fy = 3782 x 2500 = 9455000 kgcm
$Mu \leq \phi_b Mn$
25693,84≤ 0.9 x 9455000 **(OK)**

k.Kontrol Tekuk Lateral
Lb = 720 cm
Lp = 330,044 cm
Lr = 946,32 cm
Lp < Lb < Lr (Bentang Menengah)

M_{maks} = 25693,84 kgm
M_A = 11434,19 kgm
M_B = 6316,89 kgm
M_C = 9182,28 kgm

$$C_b = \frac{12{,}5\ Mmaks}{2{,}5Mmaks+3M_A+4M_B+3M_C} \leq 2.3$$

$$= \frac{12{,}5x25693{,}84}{2{,}5x25693{,}84\ +3x11434{,}19+4x6316{,}89\ +3x9182{,}28}$$

$= 2{,}12 \leq 2{,}3$

$$Mn = Cb\left[Mp - (Mp - 0{,}7FySx)\left(\frac{Lb-Lp}{Lr-Lp}\right)\right] < Mp$$

$$=2{,}12\left[9455000 - (9455000 - 0{,}7x2500x3530)\left(\frac{720-330{,}044}{946{,}32-330{,}044}\right)\right] < 9455000$$

15662985 kgcm > 9455000 kgcm (OK) Digunakan Mn

$Mu \leq \phi_b Mn$

$25694 \leq 0{,}9 \times 15662985$ **(OK)**

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{12} = 41$$

$$\lambda p = 2{,}24\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 2{,}24\sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63{,}35$$

$\frac{h}{tw} \leq 2{,}24\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, sehingga $\phi_v = 1{,}00$ dan $C_v = 1{,}0$

$Vn = 0{,}6F_yA_wC_v = 0.6 \times 2500 \times 49{,}2 \times 1{,}2 \times 1 = 88560$ kg

$Vu \leq \phi_v Vn$

$13083{,}11 \leq 88560$ kg **(OK)**

- Kontrol lendutan

L = 720 cm

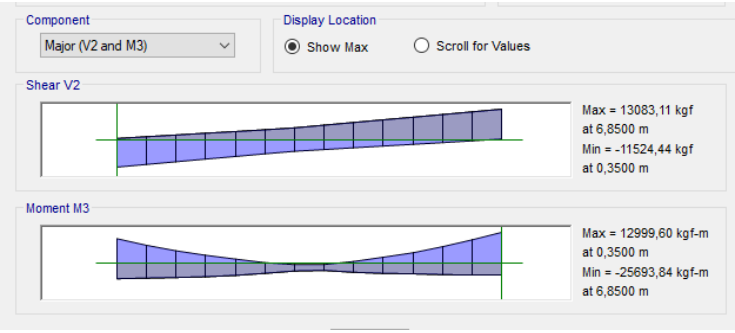
$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{720}{360} = 2$ cm

$f^0 = 0{,}105$ (Hasil dari program ETABS)

$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.105\ cm < 2\ cm \rightarrow$ **(OK)**

❖ Setelah Komposit

Pada kondisi setelah komposit, gaya servis telah terjadi. Berdasarkan hasil analisa ETABS didaptkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:



Gambar 4.46 Gaya Dalam Balok Induk Melintang Setelah Komposit

Mmin = 17695,94 kgm
Mmax = 16740,82 kgm
Vmax = 4768,77 kg

- Zona Momen Positif
  Menghitung momen nominal
  - Lebar efektif
    Beff $\leq$ L$\frac{1}{4}$ = $\frac{1}{4}$ 720 = 180 cm
    Beff $\leq \frac{1}{2}$ S = $\frac{1}{2}$ 720 = 360 cm
    Sehingga dipakai Beff = 180 cm
  - Kriteria penampang
    $\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{12} = 41$

$$\lambda p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 3{,}76\sqrt{\frac{200000}{250}} = 106{,}348$$

λ< λp (Penampang kompak), sehingga momen nominal dianalisa dengan distribusi tegangan plastis.

- Kontrol Momen

$C1 = 0{,}85\ fc'\ tplat\ beff$ = 0,85x300x9x180 = 413100 kg

C2 = As fy = 174,5 x 2500 = 436250 kg

Karena C2>C1, maka garis netral terletak pada baja

$$a = \frac{c}{0{,}85.f_c'.b_{eff}} = \frac{413100}{0{,}85x300x180} = 9 \text{ cm}$$

d_1 = hr + tplat – a/2 = 50 + 90 – 90/2 = 95 mm

Gaya pada sayap profil P_f

$P_f = b_f \text{ x } t_f \text{ x } f_y$ =30 x 1,7 x 2500 = 127500 kg

Gaya pada badan profil P_w

$$Pw = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f$$

$$= \left(\frac{436250 - 413100}{2} - 127500\right) x - 1$$

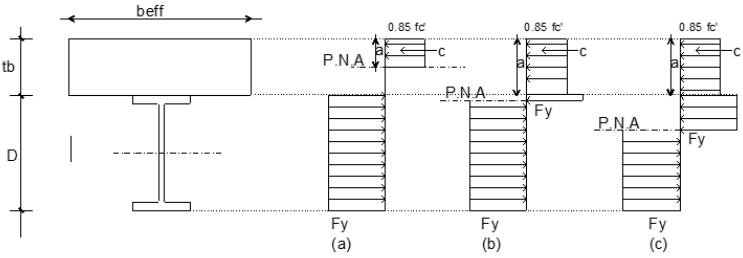
= 115925 kg

$$a_W = \frac{P_W}{t_W.F_y} = \frac{115925}{1{,}1x2500} = 38{,}6 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{\left(P_f\ x\, 0{,}5\, t_f\right) + \left(P_W\left(t_f + 0{,}5\, a_W\right)\right)}{Pf + Pw}$$

$$d_2 = \frac{(127500x0{,}5x1{,}7) + (115925x(1{,}7 + 0{,}5x738{,}6))}{127500x115925} = 10{,}45 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{1}{2}D = \frac{1}{2}582 = 29{,}1 \text{ cm}$$



a) PNA pada beton b) PNA pada flens baja c) PNA pada badan baja

Gambar 4.47 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif Balok Induk Memanjang (Sayap)

C = 413100 kg
T = 436250 kg
Mn = $C\ (d_1 + d_2) + T\ (d_3 - d_2)$
= 413100 (9,5 + 0) + 363750 (29,1 – 0)
= 116619325 kgcm
Mu ≤ ϕb Mn
16740,82 ≤ 0,9 x 16619325 **(OK)**

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{12} = 41$$

$$2{,}24\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 2{,}24\sqrt{\frac{200000}{250}} = 63{,}3567$$

$\frac{h}{tw} \leq 2{,}24\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, sehingga ϕ_v = 1,00 dan C_v = 1,0
$Vn = 0{,}6F_yA_wC_v$
= 0,6 x 2500 x 49,2 x 1,2 x 1 = 88560 kg
$Vu \leq \phi_v Vn$
4768,77 ≤ 88560 kg **(OK)**

- Kontrol lendutan

L = 720 cm

$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{720}{360}$ = 2 cm

$f^0 = 0{,}52$ (Hasil dari program ETABS)

$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0{,}105\ cm < 2\ cm \rightarrow$ **(OK)**

- Zona momen negatif

Data tulangan negatif pelat:

Diameter = 10 mm

Luas Tulangan (Ar) = 0,785 cm^2

Jumlah tulangan = Beff/Jarak tulangan

= 180/15

= 12 buah

selimut beton (c) = 20 mm

- Menghitung momen nominal

T = n.Ar.fy = 12 x 0,785 x 4800 = 45216 kg

Py = Asfy = 174,5 x 2500 = 436250 kg

Gaya pada sayap profil P_f

$P_f = b_f \times t_f \times f_y$ = 30 x 1,7 x 2500 = 127500 kg

Gaya pada badan profil

$Pw = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f$

$= \left(\frac{436250 - 45216}{2} - 127500\right)$

= 68017 kg

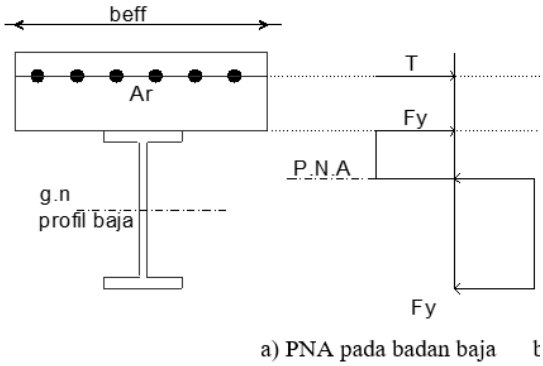
$a_W = \frac{P_W}{t_W . F_y} = \frac{68017}{12x2500} = 22{,}6$ cm

$$d_2 = \frac{\left(P_f \; x\, 0{,}5\, t_f\right) + \left(P_W \left(t_f + 0{,}5\, a_W\right)\right)}{Pf + Pw}$$

$d_2 = \frac{(127500x0{,}5x1{,}5)+(68017\ x(1{,}7+0{,}5x22{,}6))}{127500x68017}$ = 11,2 cm

$d_3 = \frac{D}{2}$ = 29,1

d_1 = hr + tplat - c = 5 + 9 – 2 = 12 cm



Gambar 4.48 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif Balok Induk Memanjang (Badan)

Mn = $T\,(d_1 + d_2) + P_y\,(d_3 - d_2)$
= 45216 (12 + 11,2)+ 436250 (29,1 – 11,2)
= 10894070,29 kgcm
Mu ≤ ϕb Mn
1830346 ≤ 0,9x 10894070,29 **(OK)**

- Perencanaan Shear Connector (Stud)

D = 19 mm
Asa = 2,85 cm^2
fu = 410 Mpa
Ec = 0,043xWc^{1,5}√fc = 0,043x2400^{1,5}√30 = 29440,087 Mpa
Q_n = 0,5.A_{sc}.(f_c'.E_c)^{0,5} = 0,5. 2,83 . (300. 29440,087)^{0,5}
= 4234,91 N
$R_g R_p A_{sa} F_u$ = 1 x 0,75 x 2,83 x 4100 = 8763,75 kg

Jumlah penghubung geser momen positif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

$$N = \frac{v'}{2Qn} = \frac{436250}{2x8763,75} = 24,88 = 26\ buah$$

Jarak antar penghubung geser momen positif adalah:
Smin = 6 x ds = 6 x 1,9 = 11,4 cm
Smax = 8 x tplat = 8 x 9 = 72 cm

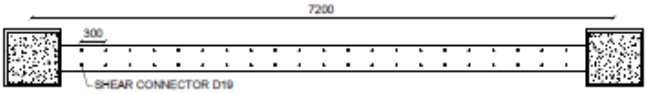
$$S = \frac{L}{N} = \frac{720}{26} = 27,69 = 20 \text{ cm}$$

Jumlah penghubung geser momen negatif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

$$N = \frac{v'}{2Qn} = \frac{33929,2}{2x8763,75} = 1,93 = 2\ buah$$

Jarak antar penghubung geser momen negatif adalah:
Smin = 6 x ds = 6 x 1,9 = 11,4 cm
Smax = 8 x tplat = 8 x 9 = 72 cm

$$S = \frac{L}{N} = \frac{720}{2} = 360 \text{ cm dipakai } 72 \text{ cm}$$



Gambar 4.49 Shear Connector Balok Melintang

Tabel 4.23 Rekapitulasi Profil Balok Induk Melintang

Tower	Arah	Profil	Keterangan
A	Melintang	WF 600x300x12x17	Lt 1-12
B		WF 600x300x12x17	

4.4.4.3 Perencanaan Balok Induk Beton Bertulang

Mutu beton = 30 Mpa
Mutu tulangan = 420 Mpa
Diameter tulangan longitudinal = 28 mm, As= 6,157 cm^2
Diameter tulangan sengkang = 13 mm, As= 1,327 cm^2
b = 300 mm
h = 500 mm
Selimut beton = 40 mm

D = h - selimut beton - 0,5 tulangan longitudinal - tulangan sengkang
D = 500 – 40 - (0,5 x 28) – 13 = 433 mm
d'=Selimut beton + 0,5 tulangan longitudinal + tulangan sengkang
d'= 40 + (0,5 x 28) + 13 = 67 mm

$$\beta 1 = 0{,}85 - 0{,}85\frac{(f'c-28)}{7} = 0{,}85 - 0{,}05\frac{(30-28)}{7} = 0{,}835$$

$$\rho b = \frac{0{,}85x\beta 1xf'c}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$$

$$\rho b = \frac{0{,}85x0{,}835x300}{420}\left(\frac{600}{600+420}\right) = 0{,}0298$$

$\rho max = 0.75\rho b$ = 0,75 x 0,0298 = 0,0223

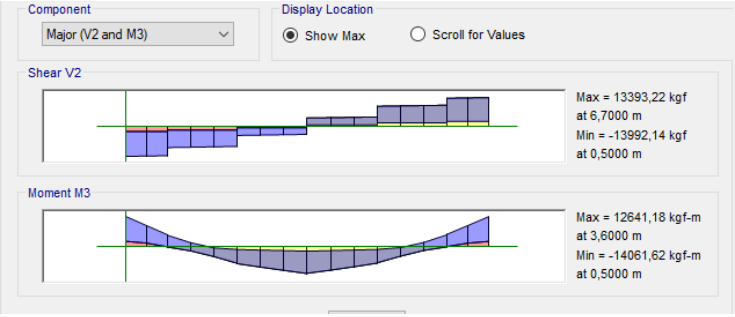
$$\rho min = \frac{1.4}{fy} = 0{,}0033$$

$$\rho min = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.25x\sqrt{30}}{420} = 0{,}0032$$

ρmin dipakai 0,0033

$$m = \frac{fy}{0.85f'c} = \frac{420}{0{,}85x30} = 16{,}47$$

- Gaya dalam



Gambar 4.50 Gaya Dalam Balok Induk Beton Bertulang

Mu tumpuan negatif = 14061,6 kgm
Mu tumpuan positif = 3392,78 kgm
Mu lapangan = 12641,18 kgm

- Perhitungan tulangan negatif tumpuan

$$Rn = \frac{Mu}{\phi bdx^2} = \frac{14061{,}6\text{x}10000}{0{,}9.300.433^2} = 2{,}778$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{2{,}778}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x16.47x2{,}778}{420}}\right)$$

ρ = 0,007
Asperlu = ρbd = 0,007 x 300 x 433 = 911,835 mm^2

$$n = \frac{Asperlu}{As} = \frac{911{,}835}{615{,}7} = 1{,}4\ buah$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 3D28

Keseimbangan gaya internal

$C_c = 0{,}85 \times fc' \times a \times b$

$T_s = A_s \times f_y$

$C_c = T_s$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0{,}85 \times fc' \times b} = \frac{1845 \times 420}{0{,}85 \times 30 \times 300} = 75{,}97 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{s,terpasang} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1845 \times 420 \times \left(433 - \frac{75{,}97}{2} \right)$$

$$M_n = 30609712{,}3 \text{ N.mm}$$

$$\phi M_n = 0{,}9 \times 30609712{,}3 = 27546{,}4 \text{ kg.m} > M_u = 14061{,}6 \text{ kg.m}$$

maka penulangan lentur memenuhi, dipakai 3D28

Kontrol kesesuaian penggunaan nilai faktor reduksi kekuatan

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{75{,}97}{0{,}835} = 90{,}98 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{0{,}003 \times (d - c)}{c} = \frac{0{,}003 \times (433 - 90{,}98)}{90{,}98}$$

$\varepsilon_s = 0{,}011 > 0{,}005$ (asumsi ϕ benar)

- Perhitungan tulangan positif tumpuan

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{3392{,}78 \text{x} 10000}{0{,}9.300.433^2} = 0{,}670$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16{,}47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x16{,}47x0{,}670}{420}}\right) =$$

$\rho = 0.002 < \rho$ min

Asperlu = ρbd = 0,002 x 300 x 433 = 210,87 mm^2

$$n = \frac{Asperlu}{As} = \frac{210{,}087}{615{,}7} = 0{,}341 \; buah$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 2D28

Keseimbangan gaya internal

$C_c = 0{,}85 \times fc' \times a \times b$

$T_s = A_s \times f_y$

$C_c = T_s$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0{,}85 \times fc' \times b} = \frac{1231{,}4 \times 420}{0{,}85 \times 30 \times 300} = 67{,}6 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{s,terpasang} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1231{,}4 \times 420 \times \left(433 - \frac{67{,}6}{2} \right)$$

$$M_n = 20641449{,}6 \text{ N.mm}$$

$$\phi M_n = 0{,}9 \times 206461449{,}6 = 18581{,}5 \text{ kg.m} > M_u = 3392{,}78 \text{ kg.m}$$

maka penulangan lentur memenuhi, dipakai 2D28

Kontrol kesesuaian penggunaan nilai faktor reduksi kekuatan

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{67{,}6}{0{,}835} = 81{,}4 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{0{,}003 \times (d - c)}{c} = \frac{0{,}003 \times (433 - 81{,}4)}{81{,}4}$$

$$\varepsilon_s = 0{,}012 > 0{,}005 \text{ (asumsi } \phi \text{ benar)}$$

- Perhitungan tulangan positif lapangan

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{12641{,}18 \text{x} 10000}{0{,}9.300.433^2} = 2{,}497$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16{,}47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x16{,}47x2{,}48}{420}}\right)$$

ρ = 0,006 < ρ min

Asperlu = ρbd = 0,0034 x 400 x 433 = 814,385 mm^2

$$n = \frac{Asperlu}{As} = \frac{814{,}385}{615{,}7} = 1{,}32 \; buah$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 3D28 (serat bawah)

Keseimbangan gaya internal

$C_c = 0{,}85 \times fc' \times a \times b$

$T_s = A_s \times f_y$

$C_c = T_s$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0{,}85 \times fc' \times b} = \frac{1845 \times 420}{0{,}85 \times 30 \times 300} = 75{,}97 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{s,terpasang} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1845 \times 420 \times \left(433 - \frac{75{,}97}{2} \right)$$

$$M_n = 30609712{,}3 \text{ N.mm}$$

$$\phi M_n = 0{,}9 \times 30609712{,}3 = 27546{,}4 \text{ kg.m} > M_u = 12641{,}18 \text{ kg.m}$$

maka penulangan lentur memenuhi, dipakai 3D28

Kontrol kesesuaian penggunaan nilai faktor reduksi kekuatan

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{75{,}97}{0{,}835} = 90{,}98 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{0{,}003 \times (d - c)}{c} = \frac{0{,}003 \times (433 - 90{,}98)}{90{,}98}$$

$$\varepsilon_s = 0{,}011 > 0{,}005 \text{ (asumsi } \phi \text{ benar)}$$

- Perhitungan tulangan negatif lapangan

$$n = \frac{\frac{1}{2} Asperlu}{As} = \frac{814{,}385/2}{615{,}7} = 0{,}66 \; buah$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 2D28

- Perhitungan geser tumpuan

Ln = 7200 mm

Wu = 20 kN/m (distribusi beban segitiga dan trapesium)

Gaya lintang tumpuan

a1 = $\frac{\text{Asx1,25xfy}}{0{,}85xf'cxb} = \frac{2463\text{x}1{,}25x420}{0{,}85x30x300}$ = 169,03 mm

Mpr1 = $Asx1{,}25xfyx\left(d-\frac{a1}{2}\right)$

= $2463x1{,}25x420x\left(433-\frac{169{,}03}{2}\right)$

= 450,6 kNm

a2 = $\frac{Asx1{,}25xfy}{0{,}85xf'cxb}=\frac{1231{,}5x1{,}25x420}{0{,}85x30x400}$ = 84,5 mm

Mpr2 = $Asx1{,}25xfyx\left(d-\frac{a1}{2}\right)$

= $1231{,}5x1{,}25x420x\left(4343-\frac{169{,}03}{2}\right)$

= 252,6 kNm

Vekn = $\frac{Mpr1+Mpr2}{Ln}+\frac{Wu\ x\ Ln}{2}$

Vekn = $\frac{450{,}6+252{,}6}{7{,}2}+\frac{20\ x\ 720}{2}$

Vekn = 169,67 kN

Kuat geser beton

Syarat 1:

Vekn/2 = 169,67 /2 = 84,8

$\frac{Mpr1+Mpr2}{Ln}=\frac{450{,}6+252{,}6}{7{,}2}=84{,}83$ > Vekn/2 (OK)

Syarat 2:

Nu < 0,2Agfc' (Nu balok sangat kecil sehingga OK)

Vc = $\frac{\sqrt{fc'}.}{6}xbwxd$

= $0{,}75x\frac{\sqrt{30}.}{6}x400x433$ = 88,93 kN

Luas tulangan yang dibutuhkan:

Vu > Vc

$$Vs=\frac{Vu-Vc}{\emptyset}=\frac{169{,}67-88{,}93}{0{,}75}=107{,}64\ kN$$

$$Av1=\frac{75\sqrt{fc'}.b.S}{1200.fy}=\frac{75\sqrt{30}.400.1000}{1200.240}=427{,}9$$

$$Av2=\frac{b.S}{3.fy}=\frac{400.1000}{3.240}=238{,}09$$

$$Av3 = \frac{Vs.S}{fy.d} = \frac{107{,}64x1000x1000}{420x533} = 591{,}93$$

Maka diambil 591,93 mm^2

Jarak tulangan:
Dipasang tulangan sengkang 2D13 (As= 1,327 cm^2)

$$S = \frac{As}{Av} = \frac{2\text{x}1{,}327\text{x}100000}{591{,}93} = 448{,}35\ mm$$

Syarat spasi tumpuan:
s < d/4 = 533/4 = 108,25 mm
s < 6dmin = 6 x 28 = 168 mm
s < 150 mm
Sehingga dipasang tulangan transversal tumpuan 2D13-100 mm.

- Perhitungan geser lapangan

$$Av1 = \frac{75\sqrt{fc'}.b.S}{1200.fy} = \frac{75\sqrt{30}.400.1000}{1200.420} = 570{,}544$$

$$Av2 = \frac{b.S}{3.fy} = \frac{400.1000}{3.420} = 317{,}46$$

$$Av3 = \frac{Vs.S}{fy.d} = \frac{16{,}08x1000x1000}{420x534{,}5} = 85{,}58$$

Jarak tulangan:
Dipasang tulangan sengkang 2D13 (As= 1,327 cm^2)

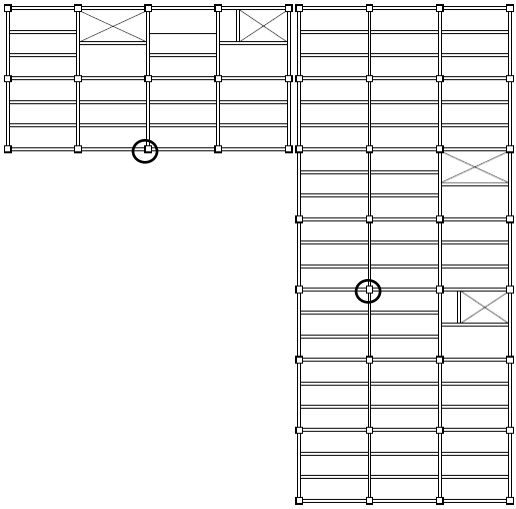
$$S = \frac{As}{Av} = \frac{2\text{x}1{,}327\text{x}100000}{570{,}544} = 465{,}16\ mm$$

Syarat spasi tumpuan:
s < d/2 = 534,5/4 = 267,25 mm
s < 600 mm
Sehingga dipasang tulangan transversal tumpuan D13-300 mm.

Tabel 4.24 Rekapitulasi Tulangan Balok Induk Beton

Tower	Profil Balok Induk	Tumpuan		Lapangan		Sengkang Tumpuan	Sengkang Lapangan
		Negatif	Positif	Negatif	Positif		
A	30/50	3D28	2D28	2D28	3D28	D13 - 100mm	D13 - 300mm
B	30/50	3D28	2D28	2D28	3D28	D13 - 100mm	D13 - 300mm

4.4.5 Perencanaan Kolom



Gambar 4.51 Kolom yang Ditinjau

Direncanakan dengan menggunakan kolom komposit CFT (Concrete Filled Tube) 700x700x28 dengan memakai profil square hollow section dari brosur Continental Steel

H = 700 mm	Ix = 556600 cm4	As = 744 cm2
B = 700 mm	Iy = 556600 cm4	Ac = 4156 cm2
t = 28 mm	Zx = 15900 cm3	Es = 200000 Mpa
iy = 27,35 cm	Zy = 15900 cm3	Ec=0,043xWc1,5√fc
ix = 27,35cm	fy = 250 Mpa	Ec=31975.35kg/cm2
fc' = 40 Mpa	fu = 410 Mpa	

Dari hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam yang terjadi adalah sebagai berikut:

- Gaya akibat beban gravitasi
  Pu : 392363,53 kg
  Mux : 13449,27 kgm
  Muy : 13055,72 kgm

- Gaya akibat beban gempa
  Pu : 220153,24 kg
  Mux : 54690,15 kgm
  Muy : 33977,73 kg

- Kontrol luas penampang minimum profil baja

$$\frac{As}{Ac + As} \times 100\% \geq 1\%$$

$$\frac{744}{4156 + 744} \times 100\% \geq 1\%$$

$$15{,}18\ \% \geq 1\%$$

- Kuat nominal tekan

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{700}{2x28} = 12{,}5$$

$$\lambda p = 2{,}26\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2{,}26\sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 63{,}922$$

$\lambda \leq \lambda_p$ (Penampang Kompak)

Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut:

$P_{no} = P_p$

$$P_p = fyAs + C_2 f'_c(Ac + Asr\frac{Es}{Ec})$$

$$P_p = 2500x744 + 0{,}85x400(4156 + 0)$$

$P_p = 4686080$ kg

- Momen nominal kolom

- Kontrol penampang terhadap tekuk local

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{700}{2x28} = 12{,}5$$

$$\lambda_p = 1{,}12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1{,}12\sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 31{,}678$$

$\lambda \leq \lambda_p$ (Penampang Kompak)
Penampang kompak sehingga, Mn=Mp
Mn = Zx . Fy = 15900 x 2500 = 39750000 kgcm
Mu ≤ ϕ_bMn
54690,15 ≤ 0,9 x 39750000 **(OK)**

- Kekuatan lentur dan aksial orde kedua
- Arah sumbu X
- Kontrol momen terhdap beban gravitasi

Dari analisa ETABS diperoleh sebagai berikut
M1 = 1711,56 kgm
M2 = 6408,88 kgm
Mlt = 13449,27 kgm
Mnt = 54690,15 kgm

$$Cm = 0{,}6 - 0{,}4\left(\frac{M1}{M2}\right) = 0{,}6 - 0{,}4\left(\frac{1711{,}56}{6408{,}88}\right) = 0{,}064$$

$$Pe1 = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{(\pi)^2 \times 2 \times 10^6 \times 556600}{(1 \times 420)^2} = 62220559{,}64 \text{ kg}$$

$$B1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1$$

$$B1 = \frac{0{,}064}{1 - \frac{4686080}{62220559{,}64}} \geq 1$$

$$B1 = 0{,}032 \geq 1$$

B1 = 1

- Kontrol momen terhdap beban lateral

Dari ETABS diperoleh output sebagai berikut
Pstory = 500105,46 kg

$$Pe_{story} = \frac{Rm.H.L}{\Delta H} = 476992619{,}6\ kg$$

$$B2 = \frac{1}{(1 - \frac{\alpha Pstory}{P_{estory}})} = \frac{1}{(1 - \frac{497634,9}{476984718,8})} = 1,001 \geq 1$$

- Momen terfaktor terhadap sumbu

$M_{rx} = B_1 M_{lt} + B_2 M_{nt} = 1x17509,29 + 1,001x36836,35$

Mrx = 54384,3 kgm

- Arah sumbu Y

❖ Kontrol momen terhdap beban gravitasi

Dari analisa ETABS diperoleh sebagai berikut

M1 = 3916,85 kgm

M2 = 5189,01 kgm

Mlt = 13055,72 kgm

Mnt = 33977,73 kgm

$$Cm = 0,6 - 0,4\left(\frac{M1}{M2}\right) = 0,6 - 0,4\left(\frac{3916,85}{5189,01}\right) = 0,298$$

$$Pe1 = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{(\pi)^2 \times 2 \times 10^6 \times 556600}{(1 \times 420)^2} = 62220559,64 \text{ kg}$$

$$B1 = \frac{Cm}{1 - \alpha \frac{Pr}{Pe1}} \geq 1$$

$$B1 = \frac{0,298}{1 - \frac{4686080}{62220559,64}} \geq 1$$

$$B1 = 0,322 \geq 1$$

B1 = 1

❖ Kontrol momen terhdap beban lateral

Dari ETABS diperoleh output sebagai berikut

Pstory = 392363,53 kg

$$Pe_{story} = \frac{Rm.H.L}{\Delta H} = 386222994,9\ kg$$

$$B2 = \frac{1}{(1 - \frac{\alpha Pstory}{P_{estory}})} = \frac{1}{(1 - \frac{392363,53}{386222994,9})} = 1,001 \geq 1$$

❖ Momen terfaktor terhadap sumbu

$M_{ry} = B_1 M_{lt} + B_2 M_{nt} = 1x13055,72 + 1,001x33977,73$

Mry = 47068,003 kgm

- Kuat aksial orde kedua

$P_r = Pnt + B_2 Pl_t = 392363,53 + 1,001x220153,24$

Pr = 612740,651 kg

- Kontrol interaksi aksial momen

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{Pu}{\emptyset Pn} = \frac{612740,651}{0,9x4686080} = 0,145 \leq 0.2$$

Maka digunakan rumus interaksi pertama sebagai berikut:

$$\frac{Pu}{\emptyset Pnx2} + (\frac{M_{rx}}{\emptyset_b . Mcx} + \frac{M_{ry}}{\emptyset_b . Mcy}) \leq 1$$

$$\frac{612740,651}{0,9x4686080x2} + (\frac{68185,187}{397500} + \frac{47068,003}{397500}) \leq 1$$

0,363 ≤ 1 **(OK)**

Maka Kolom CFT 700 x 700 x 28 dapat digunakan.

Tabel 4.25 Rekapitulasi Profil Kolom

Tower	Lantai	Kolom CFT
A	1 sd 12	CFT 700x700x28
B	1 sd 12	CFT 700x700x28

4.5 Perencanaan Sambungan

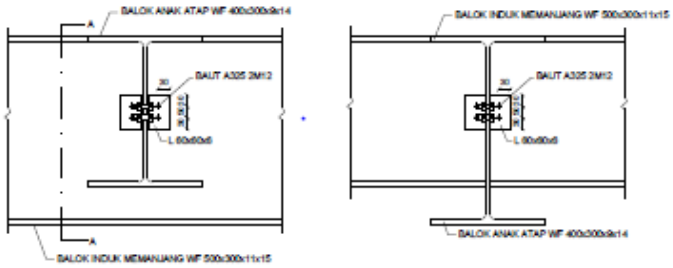
Perencanaan sambungan pada tugas akhir in menggunakan peraturan SNI 1729:2015 tentang spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural dengan metode DFBK (Desain Faktor Beban dan Ketahanan)

4.5.1 Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak

Sambungan balok induk dengan balok anak menggunakan sambungan *simple connection*. Sambungan ini didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok anak.

4.5.1.1 Sambungan atap apartemen

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 5383,59 kg, dengan dimensi balok anak WF 400x300x9x14 dan balok induk WF 500x300x11x15. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60x60x6 dengan baut ukuran M12; As=1,13 cm^2.



Gambar 4.52 Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk

- Sambngan pada badan balok anak

Mutu baut A325 (F_{nv}=4750kg/cm^2) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut:
Ø.Rn = Ø. F_{nv}.Ab.m = 0,75 . 4750 . 1,13 . 2
= 8058,18 kg
n = Vu / ØVn = 5249,11 / 8058,18 = 0,65 ≈ 2 buah
Dipasang 2 M12.

- Sambungan pada badan balok induk

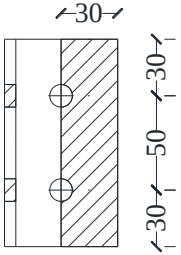
Mutu baut A325 (F_{nv}=4750kg/cm^2) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2
Kuat geser baut:
Ø.Rn = Ø. F_{nv}.Ab.m = 0,75 . 4750 . 1,13 . 2
= 8058,18 kg
n = Vu / ØRn = 5249,11 / 8058,18 = 0,65 ≈ 2 buah
Dipasang 2 M12.

- Kontrol jarak baut

Jarak tepi : (S1) = 1,5db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 18 mm s/d 72 mm
dipakai S1 = 30 mm
Jarak tepi (S2) = 1,5 db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 18 mm s/d 72 mm
dipakai S2 = 30 mm
Jarak baut (S) = 3db s/d 15tp atau 180 mm
= 36 mm s/d 180 mm
dipakai = 50 mm

- Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 60x60x6
BJ41 (fu = 4100 kg/cm2)
Ø lubang = 12 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 13,5 mm = 1,35 cm



Gambar 4.53 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk

Luas bidang geser:
Ag = L x t_{siku} = 11 x 0,6 = 6,6 cm^2

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (11 - 2 \times 1{,}35) \times 0{,}6 = 4{,}98 cm^2$$

Kuat leleh:
Ø Pu = Ø Ag fy = 0,9 . 6,6 . 2500 = 14850 kg (Menentukan)

Kuat putus:

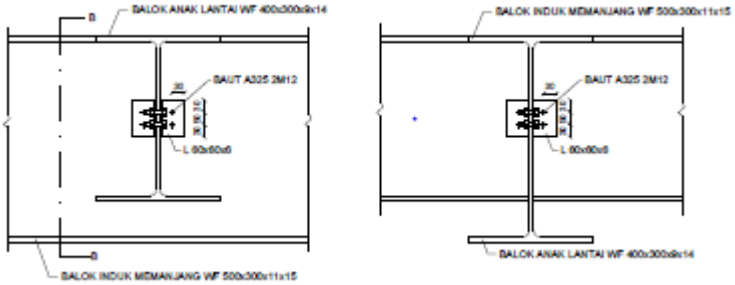
Ø Pu = Ø An fu = 0,9 . 4,98 . 4100 = 18376,2 kg

Terdapat 2 siku sehingga
2ØPu = 2 . 14850 = 29700 kg

Syarat:
$V_u \leq 2$ Ø Pu → 5383,59 kg $< 29700\ kg\ (OK)$

4.5.1.2 Sambungan lantai apartemen

Berdasarkan perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 7010,53 kg, dengan dimensi balok anak WF 400x200x9x14 dan balok induk WF 500x300x11x15. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60x60x6 dengan baut ukuran M12; As =1,13 cm^2.



Gambar 4.54Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk

- Sambungan pada badan balok anak

Mutu baut A325 (F_{nv}=4750kg/cm^2) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut:
Ø.Rn = Ø. F_{nv}.Ab.m = 0,75 . 4750 . 1,13 . 2
= 8058,18 kg

Kuat tumpu baut:
ℓ_c = 30 – 0,5 (12+1,5) = 23,25 mm
Rn = 1,2 ℓ_c t Fu ≤ 2,4 d t Fu
= 1,2 . 2,325. 0,8 . 4100 ≤ 2,4. 1,2 . 0,8 . 4100
= 9151,2 kg ≤ 9446,4 kg (OK)
Ø.Rn = 0,75 . 9151,2 = 6863,4kg (Menentukan)
n = Vu / ØRn = 7010,53 / 6863,4 = 1,02 ≈ 2 buah
Dipasang 2 M12.

- Sambungan pada badan balok induk

Mutu baut A325 (F_{nv}=4750kg/cm^2) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut:
Ø.Rn = Ø. F_{nv}.Ab.m = 0,75 . 4570 . 1,13 . 2
= 8058,18 kg (Menentukan)
Kuat tumpu baut:
ℓc = 30 – 0,5 (12+1,5) = 23,25 mm
Rn = 1,2 ℓc t Fu ≤ 2,4 d t Fu
= 1,2 . 2,325. 1,1 . 4100 ≤ 2,4. 1,2 . 1,1 . 4100
= 12582,9 kg ≤ 1105,6 kg (OK)
Ø.Rn = 0,75 . 1105,6 = 829,2 kg
n = Vu / ØRn = 7070,89 / 8051,25 = 0,86 ≈ 2 buah
Dipasang 2 M12.

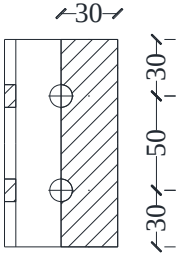
- Kontrol jarak baut

Jarak tepi : (S1) = 1,5db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 18 mm s/d 72 mm
dipakai S1 = 30 mm
Jarak tepi : (S2) = 1,5 db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm

= 18 mm s/d 72 mm
dipakai S2 = 30 mm
Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
= 36 mm s/d 90 mm
dipakai S = 50 mm

- Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 60x60x6
BJ41 (fu = 4100 kg/cm2)
Ø lubang = 12 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 13,5 mm = 1,35 cm



Gambar 4.55 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk

Luas bidang geser
Ag = L x t_{siku} = 11 x 0,6 = 6,6 cm^2
$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (11 - 2 \times 1{,}35) \times 0{,}6 = 4{,}98\ cm^2$

Kuat leleh:
Ø Pu = Ø Ag fy = 0,9 . 6,6 . 2500 = 14850 kg (Menentukan)
Kuat putus:
Ø Pu = Ø An fu = 0,9 . 4,98 . 4100 = 18376,2 kg

Terdapat 2 siku sehingga
2ØPu = 2 . 14850 = 29700 kg
Syarat:

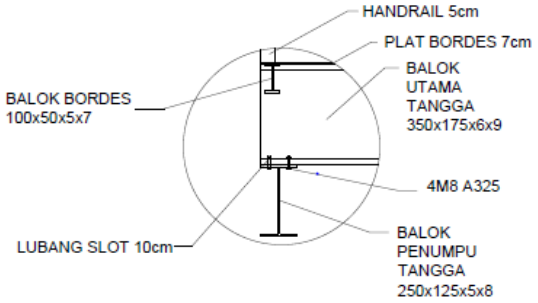
$$V_u \leq 2\ \emptyset\ \text{Pu} \rightarrow 7010{,}53 < 29700\ kg\ (OK)$$

4.5.2 Sambungan Balok Tangga

Sambungan balok tangga menggunakan tipe sambungan *simple connection.*

4.5.2.1 Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

Sambungan antara balok tangga utama dengan balok penumpu tangga direncanakan sebagai perletakan rol. Sehingga, dimensi balok utama tangga WF 350x17x6x9 berada diatas balok penumpu tangga WF 250x125x5x8 dan dipasang baut ukuran M8 dengan lubang slot sepanjang 2,5db = 20 mm.

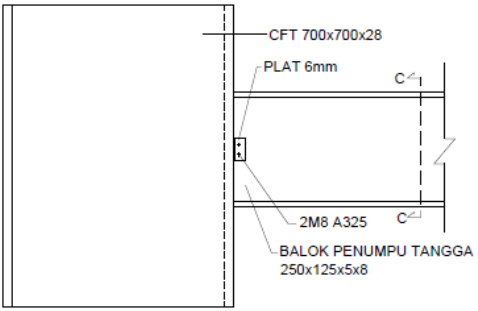


Gambar 4.56 Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

4.5.2.2 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok utama tangga sebesar 1999,76 kg, dengan

dimensi balok penumpu tangga WF 250x125x5x8 dan dimensi kolom CFT 700x700x28.



Gambar 4.57 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

- Sambungan balok penumpu tangga dengan pelat:

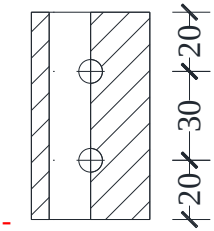
Profil pelat 6 mm
baut = M8; As = 0,502 cm^2
Mutu baut A325 (F_{nv}=4750kg/cm^2) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut:
Ø.Rn = Ø. F_{nv}.Ab.m = 0,75 . 4750 . 0,502 . 1
= 1788,37 kg (Menentukan)

Kuat tumpu baut
ℓc = 20 – 0,5 (8+1,5) = 15,25 mm
Rn = 1,2 ℓc t Fu ≤ 2,4 d t Fu
= 1,2 . 1,525. 0,5 . 4100 ≤ 2,4. 0,8 . 0,5 . 4100
= 3751,5 kg ≤ 3936 kg (OK)
Ø.Rn = 0,75 . 3751,2 = 2813,6 kg
n = Vu / ØVn = 1999,76 / 1788,37 = 1,11 ≈ 2 buah
Dipasang 2 M8.

Kontrol jarak baut
Jarak tepi: (S1) = 1,5db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 12 mm s/d 72 mm
dipakai S1 = 20 mm
Jarak tepi: (S2) = 1,5 db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 12 mm s/d 72 mm
dipakai S2 = 20 mm
Jarak baut: (S) = 3db s/d 15tp atau 200mm
= 24mm s/d 90 mm
dipakai S = 30 mm

Kontrol kekuatan pelat penyambung
Tebal pelat penyambung 6 mm
BJ41 (fu = 4100 kg/cm2)
Ø lubang = 8 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 9,5 mm = 0,95 cm



Gambar 4.58 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

Luas bidang geser
Ag = L x t_{pelat} = 7 x 0,6 = 4,2 cm^2
$A_{nv} = L_{nv} \times t_{pelat} = (7 - 2 \times 0{,}95) \times 0{,}6 = 3{,}06\ cm^2$

Kuat leleh
Ø Pu = Ø Ag fy = 0,9 . 4,2 . 2500 = 15498 kg (Menentukan)

Kuat putus
Ø Pu = Ø An fu = 0,9 . 3,06 . 4100 = 11291,4 kg
Syarat:

$V_u \leq \emptyset$ Pu $\rightarrow$ 1999,76 kg $<$ 15498 kg (OK)

- Sambungan Las Kolom dengan Pelat

Direncanakan las dengan te = 1 cm
Panjang Pelat (d plat) = 7 cm
Mutu las yang digunakan F_{E70xx}
$A_{we} = te.(\text{dplat})$
$= 1 \times 7$ x 2
$= 14\ cm^2$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{1999,76}{14} = 142,8\ kg/cm^2$$

Ø F_{nw} = Ø x 0,6x F_{EXX} = 0,75 x 0,6 x 70 x 70,3 = 2214,45 kg/cm^2

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{142,8}{2214,45} = 0,065\ cm$$

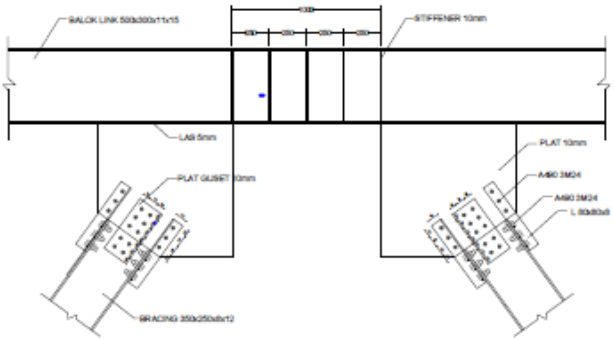
$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,065}{0,707} = 0,091\ cm$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga a_{min} = 3 mm
Maka dipakai las sudut dengan tebal 3 mm.

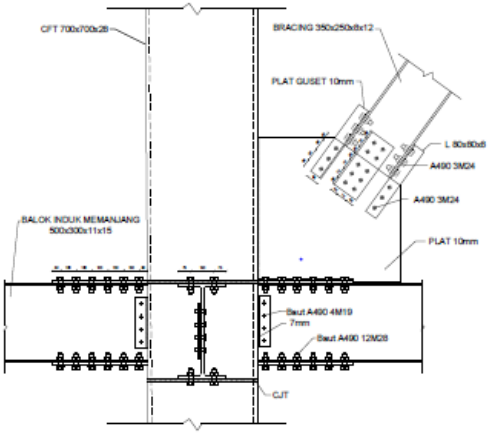
4.5.3 Sambungan *Bresing*

Sesuai peraturan SNI 1729:2015, mengenai kuat perlu sambungan batang bresing ke balok, harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing yaitu 1,25. Ry.Vn. Perhitungan didasarkan pada kekuatan nominal tekan dan nominal tarik yang telah dihitung pada perencanaan bresing. Dimensi balok link adalah WF 500x300x11x15 sedangkan dimensi batang bresing

adalah WF 350x250x8x12 dengan tebal pelat buhul (gusset) sebesar 8 mm.



Gambar 4.59 Sambungan Bresing dengan Balok Link



Gambar 4.60 Sambungan Bresing dengan Balok dan Kolom

- Gaya pada bresing

Pu = 139837,5 kg

Gaya pada satu sayap

$$Puf = \frac{Pu.bf.tf}{A} = \frac{139837{,}5\ x24{,}9x1{,}2}{88{,}15} = 47400{,}39\ kg$$

Gaya pada badan

Puw= Pu-2Puf = 139837,5 – (2x47400,39) = 45036,7 kg

- Sambungan geser pada sayap balok guset

Profil siku 80x80x8

baut = M24; As = 4,52 cm^2

Mutu baut A490 (F_{nv}=5790 kg/cm^2) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut:

Ø.Rn = Ø. F_{nv}.Ab.m = 0,75 . 5790 . 4,524 . 2

= 39290 kg

Kuat tumpu baut:

ℓc = 50 – 0,5 (24+1,5) = 37,25 mm

Rn = 1,2 ℓc t Fu ≤ 2,4 d t Fu

= 1,2 . 37,25. 1,2 . 4100 ≤ 2,4 . 2,4 . 1,2 . 4100

= 21992,4 kg ≤ 28339,2 kg (Menentukan)

Ø.Rn = 0,75 . 21992,4 = 16494,3 kg

n = Vu / ØVn = 47400,03 / 16494,3 = 2,87 ≈ 3 buah

Dipasang 3M24

- Sambungan geser pada sayap balok

Profil siku 80x80x8

baut = M24; As = 4,52 cm^2

Mutu baut A490 (F_{nv}=5790 kg/cm^2) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut:

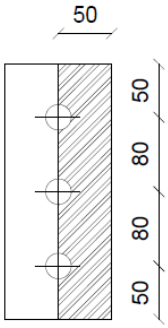
Ø.Rn = Ø. F_{nv}.Ab.m = 0,75 . 5790 . 4,524 . 1

= 19645 kg (Menentukan)

Kuat tumpu baut
ℓc = 50 – 0,5 (24+1,5) = 37,25 mm
Rn = 1,2 ℓc t Fu ≤ 2,4 d t Fu
= 1,2 . 37,25. 1,5 . 4100 ≤ 2,4 . 2,4 . 1,5 . 4100
= 27490,5 kg ≤ 35424 kg
Ø.Rn = 0,75 . 27490,5 = 20617,8 kg
n = Vu / ØVn = 47400,03 / 19645 = 2,41 ≈ 3 buah
Dipasang 3M24

Kontrol jarak baut
Jarak tepi : (S1) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 22 mm s/d 96 mm
Pakai S1 = 50 mm
Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 22 mm s/d 96 mm
Pakai S2 = 50 mm
Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
= 72 mm s/d 120 mm
Pakai S = 80 mm

Kontrol kekuatan siku penyambung
Dipakai siku penyambung 80x80x8
BJ41 (fu = 4100 kg/cm2)
Ø lubang = 24 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 25,5 cm



Gambar 4.61 Detail Pelat Siku Sambungan Sayap Balok

Luas bidang geser
Ag = L x t_{pelat} = 26 x 0,8 = 20,8 cm^2

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{pelat} = (26 - 3 \times 25{,}5) \times 0{,}8 = 14{,}68\ cm^2$$

Kuat leleh:
Ø Pu = Ø Ag fy = 0,9 . 27,2 . 2500 = 61200 kg
Kuat putus:
Ø Pu = Ø An fu = 0,75 . 20,8 . 4100 = 46800 kg (Menentukan)

Terdapat 2 siku sehingga
2ØPu = 2 . 46800 = 93600 kg
Syarat:
$V_u \leq$ 2ØPu → 47400,39 kg < 93600 kg (OK)

- Sambungan geser pada badan balok

Tebal pelat = 10 mm
baut = M24; As = 4,52 cm^2
Mutu baut A490 (F_{nv}=5790 kg/cm^2) Berdasarkan Tabel J3.2
Kuat geser baut:
Ø.Rn = Ø. F_{nv}.Ab.m = 0,75 . 5790 . 4,524 . 2
= 39290 kg

Kuat tumpu baut:
$\ell c = 50 - 0{,}5\ (24+1{,}5) = 37{,}25$ mm
$Rn = 1{,}2\ \ell c\ t\ Fu \leq 2{,}4\ d\ t\ Fu$
$= 1{,}2\ .\ 3{,}725.\ 0{,}8\ .\ 4100 \leq 2{,}4.\ 2{,}4\ .\ 0{,}8\ .\ 4100$
$= 14661{,}6$ kg $\leq 18892{,}8$ kg
$Ø.Rn = 0{,}75\ .\ 14661{,}6 = 10996{,}2$ kg (Menentukan)
$n = Vu / ØVn = 45036{,}7 / 10996{,}2 = 4{,}09 \approx 5$ buah
Dipasang 6 M24

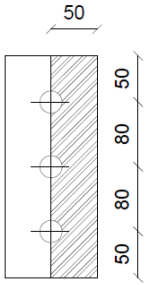
- Sambungan geser pada badan balok

Tebal pelat = 10 mm
baut = M24; As = 4,52 cm^2
Mutu baut A490 (F_{nv}=5790 kg/cm^2) Berdasarkan Tabel J3.2
Kuat geser baut:
$Ø.Rn = Ø.\ F_{nv}.Ab.m = 0{,}75\ .\ 5790\ .\ 4{,}524\ .\ 1$
$= 19645$ kg (Menentukan)
Kuat tumpu baut
$\ell c = 50 - 0{,}5\ (24+1{,}5) = 37{,}25$ mm
$Rn = 1{,}2\ \ell c\ t\ Fu \leq 2{,}4\ d\ t\ Fu$
$= 1{,}2\ .\ 3{,}725.\ 1{,}1\ .\ 4100 \leq 2{,}4.\ 2{,}4\ .\ 1{,}1\ .\ 4100$
$= 20159{,}7$ kg $\leq 25977{,}6$ kg
$Ø.Rn = 0{,}75\ .\ 20159{,}7 = 15119{,}77$ kg
$n = Vu / ØVn = 45036{,}7 / 15119{,}77 = 2{,}97 \approx 6$ buah
Dipasang 6 M24

Kontrol jarak baut:
Jarak tepi : (S1) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 30 mm s/d 96 mm
Pakai S1 = 50 mm
Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 30 mm s/d 96 mm
Pakai S2 = 50 mm
Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
= 72 mm s/d 120 mm
Pakai S = 80 mm

- Kontrol kekuatan pelat penyambung guset

Dipakai plat 10 mm
BJ41 (fu = 4100 kg/cm2)
Ø lubang = 24 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 25,5 mm = 2,55 cm



Gambar 4.62 Detail Pelat Sambungan Badan Balok

Luas bidang geser
Ag = L x t_{pelat} = 24 x 0,8 = 19,2 cm^2
$A_{nv} = L_{nv} \times t_{pelat} = (24 - 6 \times 2{,}55) = 6{,}96\ cm^2$

Kuat leleh:
Ø Pu = Ø Ag fy = 0,9 . 19,2 . 2500 = 43200 kg
Kuat putus:
Ø Pu = Ø An fu = 0,75 . 6,96 . 4100 = 25682,4 kg (Menentukan)

Terdapat 2 siku sehingga
2ØPu = 2 . 25682,4 = 51364,8kg
Syarat:
$V_u \leq$ 2ØPu $\rightarrow$ 45036,71 kg $<$ 51364,2 kg (OK)

- Sambungan las sudut pada plat buhul dan bresing

Direncanakan pelat dilas pada kedua sisi pelat buhul. Bahan las sudut yang digunakan adalah E90xx.
Panjang pelat 90 cm.
Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm

$\emptyset . F_{nw} = 0{,}75 . 0{,}6 . F_{EXX}$
$= 0{,}75 . 0{,}6 . 90 . 70{,}3$
$= 2847{,}15 \text{ kg/cm}^2$
$A = te.(2 \times \text{ dplat})$
$= 1 \times 2 \times (90 + 90)$
$= 360\ cm^2$

Tegangan yang terjadi pada las sudut:
Cos ø = Cos 52 = 0,587
Sin ø = Sin 52 = 0,8

$$f_v = \frac{Pux\text{Sin } ø}{A} = \frac{139837{,}5\text{x } 0{,}8}{360} = 314{,}2\ kg/cm^2$$

$$f_h = \frac{\text{PuxCos } ø}{\text{A}} = \frac{139837{,}5 \text{ x } 0{,}58}{360} = 228{,}3\ kg/cm^2$$

$$f_{total} = \sqrt{(fv)^2 + (fh)^2}$$
$$= \sqrt{(314{,}2)^2 + (228{,}3)^2}$$
$$= 388{,}43\ kg/cm^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{388{,}4}{2847{,}15} = 0{,}136\ cm$$

$$a = \frac{te}{0{,}707} = \frac{0{,}136}{0{,}707} = 0{,}129\ cm$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga a_{min} = 5 mm
Maka dipakai las sudut dengan tebal 5 mm

- Sambungan las sudut pada buhul dan link

Direncanakan pelat dilas pada kedua sisi pelat buhul. Bahan las sudut yang digunakan adalah E90xx.

Panjang pelat 900 cm.

Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm

Ø . F_{nw} = 0,75 . 0,6 . F_{EXX}

= 0,75 . 0,6 . 90 . 70,3

= 2847,15 kg/cm^2

A = $te.(2\,.\,\text{dplat})$

= $1 \times 2 \times 90$

= 180 cm^2

Tegangan yang terjadi pada las sudut

Cos ø = Cos 52 = 0,587

Sin ø = Sin 52 = 0,8

$$f_v = \frac{Pux\text{Sin ø}}{A} = \frac{139837{,}5 \text{ x } 0{,}8}{180} = 628{,}5\ kg/cm^2$$

$$f_h = \frac{\text{PuxCos ø}}{\text{A}} = \frac{139837{,}5 \text{ x } 0{,}587}{180} = 456{,}6\ kg/cm^2$$

$$f_{total} = \sqrt{(fv)^2 + (fh)^2}$$

$$= \sqrt{(628{,}5)^2 + (456{,}6)^2}$$

$$= 776{,}8\ kg/cm^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{776{,}8}{2847{,}15} = 0{,}272\ cm$$

$$a = \frac{te}{0{,}707} = \frac{0{,}272}{0{,}707} = 0{,}389\ cm$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga a_{min} = 5 mm dan menurut pasal J2.2b.b ukuran maksimum las sudut didapatkan a_{max} = 8 – 2 = 6 mm.

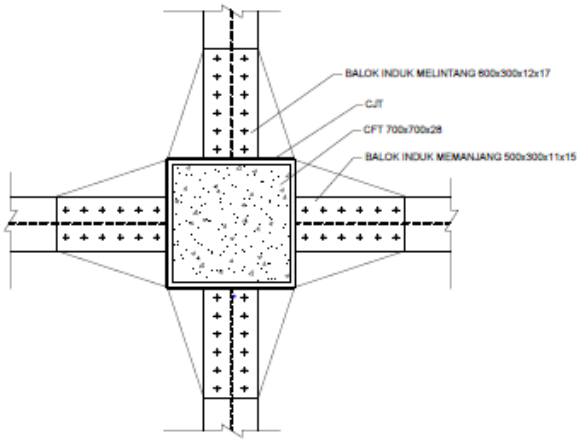
Maka dipakai las sudut dengan tebal 5 mm

4.5.4 Sambungan Balok Induk dengan Kolom

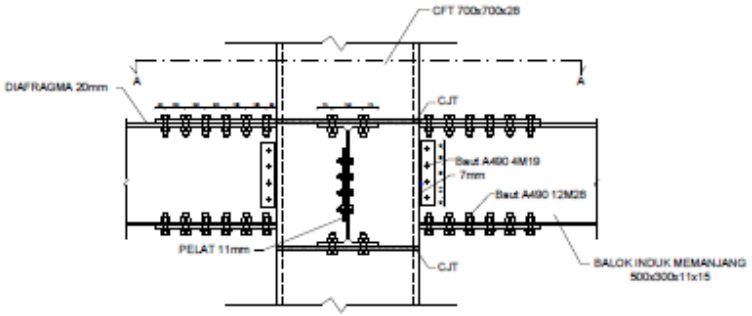
Sambungan antar balok induk – kolom direncanakan sebagai *rigid connection*, yang mana tumpuan pada balok induk terletak sebagai tumpuan yang diberi pelat pengaku.

- ❖ Arah melintang:

Balok Induk = WF 600 x 300 x 12 x 17
Kolom = CFT 700 x 700 x 28
Mutu Las = FE_{90xx}
Mutu baut A490 (F_{nv}=5790 kg/cm^2)



Gambar 4.63 Tampak Atas Sambungan Balok Induk dengan Kolom



Gambar 4.64 Tampak Samping Sambungan Balok Induk dengan Kolom

- Perhitungan gaya geser pada sambungan
- Akibat kapasitas balok induk

Mu = 1,1 x Ry x Zx x Fy
= 1,1 x 1,5 x 3782 x 2500
= 15600750 kg cm

Vu1 = 2 x Mu/L
= 2 x 15600750/720
= 4335,4 kg

- Akibat beban kombinasi

Dari program ETABS, diperoleh Vu akibat beban kombinasi adalah sebesar:

Vu2 = 4768,77 kg
Vu total = 4335,4 + 4768,77
= 48104,18 kg

- Sambungan geser pada badan balok

Pelat tebal 11 mm

baut = M19; As = 2,8 cm^2
Mutu baut A490 (F_{nv}=5790 kg/cm^2) Berdasarkan Tabel J3.2

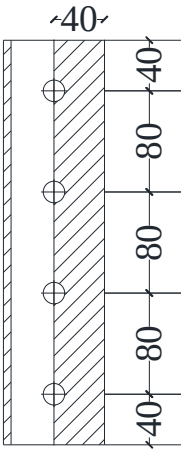
Kuat geser baut:
Ø.Rn = Ø. F_{nv}.Ab.m = 0,75 . 5790 . 2,8 . 1
= 12310,9 kg (Menentukan)

Kuat tumpu baut
ℓc = 40 – 0,5 (19+1,5) = 29,75 mm
Rn = 1,2 ℓc t Fu ≤ 2,4 d t Fu
= 1,2 . 2,975. 1,1 . 4100 ≤ 2,4. 1,9 . 1,1 . 4100
= 16100,7 kg ≤ 29042,64 kg
Ø.Rn = 0,75 . 16100,7 = 12075,5 kg

n = Vu / ØVn = 48104,18 / 12310,9 = 3,9 ≈ 4 buah
Dipasang 4 M19.

Kontrol jarak baut
Jarak tepi : (S1) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 26 mm s/d 132 mm
Pakai S1 = 40 mm
Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 26 mm s/d 132 mm
Pakai S2 = 40 mm
Jarak baut : (S = 3db s/d 15tp atau 200 mm
= 57 mm s/d 165 mm
Pakai S = 80 mm

Kontrol kekuatan plat penyambung
Ø lubang = 19 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 20,5 mm = 2,05 cm



Gambar 4.65 Detail Pelat Sambungan Badan Balok Induk

Luas bidang geser
Ag = L x t_{pelat} = 32 x 1,1 = 35,2 cm^2

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{pelat} = (32 - 4 \times 2{,}05) \times 1{,}1 = 26{,}18\ cm^2$$

Kuat leleh
Ø Pu = Ø Ag fy = 0,9 . 35,2 . 2500 = 79200 kg (Menentukan)
Kuat putus
Ø Pu = Ø An fu = 0,9 . 26,18 . 4100 = 96604,2 kg

Syarat:
$V_u \leq$ ØPu → 48104,18 kg $<$ 79200 kg (OK)

- Sambungan geser pada kolom

Direncanakan las dengan te = 1 cm
Panjang Pelat (d plat) = 32 cm
Mutu las yang digunakan F_{E90xx}
$A_{we} = te.(\text{dplat})$
$= 1 \times (32)$
$= 32\ cm^2$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{48104{,}16}{32} = 1503{,}25$$

Ø F_{nw} = Ø x 0,6x F_{EXX} = 0,75 x 0,6 x 90 x 70,3 = 2847,15 kg/cm^2

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{1503{,}25}{2847{,}15} = 0{,}528\ cm$$

$$a = \frac{te}{0{,}707} = \frac{0{,}528}{0{,}707} = 0{,}746\ cm$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga a_{min} = 5 mm dan menurut pasal J2.2b.b ukuran maksimum las sudut didapatkan a_{max} = 11 – 2 = 9 mm.
Maka dipakai las sudut dengan tebal 7 mm.

- Sambungan pada diafragma plat dengan kolom

$$Pu = \frac{Mu}{Dbalok} = \frac{15600750}{58{,}2} = 268054{,}12kg$$

Kekuatan rencana las tumpul
te = 2 cm
F_{nw} = 0,75 x 0,6 x 90 x 70,3 x 2 = 5694,3 kg/cm^2
F_{baja} = 0,75 x 0,9 x 4100 x 2 = 5535 kg/cm^2

Luas las tumpul
$A_1 = te.dplat$
$= 2 \times 32 = 64\ cm^2$

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{268054{,}12}{64} = 4188{,}34\ kg/cm^2 \leq F_{nw}\ (\mathbf{OK})$$

- Sambungan pada diafragma plat dengan sayap balok

Plate tebal 20 mm
baut = M28; As = 6,15 cm^2
Mutu baut A490 (F_{nv}=5790 kg/cm^2) Berdasarkan Tabel J3.2

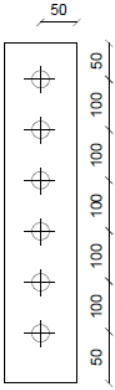
Kuat geser baut:
Ø.Rn = Ø. F_{nv}.Ab.m = 0,75 . 5790 . 6,15 . 1
= 26739,03 kg (Menentukan)

Kuat tumpu baut
ℓc = 75 – 0,5 (28+1,5) = 60,25 mm
Rn = 1,2 ℓc t Fu ≤ 2,4 d t Fu
= 1,2 . 6,025. 2 . 4100 ≤ 2,4. 2,8 . 2 . 4100
= 59286 kg ≤ 55104 kg (OK)
Ø.Rn = 0,75 . 55104 = 41328 kg

n = Vu / ØVn =268054 / 26739,03 = 10,02 ≈ 12 buah
Dipasang 12 M28.

Kontrol jarak baut
Jarak tepi : (S1) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 34 mm s/d 240 mm
Pakai S1 = 75 mm
Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 34 mm s/d 240 mm
Pakai S2 = 50 mm
Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 300 mm
= 84 mm s/d 200 mm
Pakai S = 100 mm

Kontrol kekuatan siku penyambung
Ø lubang = 28 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 29,5 mm = 2,95 cm



Gambar 4.66 Detail Sambungan Diaphragm Plat dengan Sayap Balok

Luas bidang geser
Ag = L x t_{pelat} = 60 x 2 = 120 cm^2
$A_{nv} = L_{nv} \times t_{pelat} = (60 - 6 \times 2{,}95) \times 2 = 84{,}6\ cm^2$

Kuat leleh
Ø Pu = Ø Ag fy = 0,9 . 120 . 2500 = 270000 kg (Menentukan)
Kuat putus
Ø Pu = Ø An fu = 0,9 . 84,6. 4100 = 312174 kg

Terdapat 2 pelat sehingga
2ØPu = 2 . 270000 = 540000 kg
Syarat:
$V_u \leq$ 2ØPu $\rightarrow$ 268054,1 kg $<$ 540000 kg (OK)

- Arah memanjang:

Balok Induk = WF 500 x 300 x 11 x 15
Kolom = CFT 700 x 700 x 28
Mutu Las = FE_{90xx}

Mutu baut A490 (F_{nv}=5790 kg/cm^2) Berdasarkan Tabel J3.2

- Perhitungan gaya geser pada sambungan
- Akibat kapasitas balok induk

Mu = 1,1 x Ry x Zx x Fy
= 1,1 x 1,5 x 3782 x 2500
= 10984875 kg cm

Vu1 = 2 x Mu/L
= 2 x 10984875/720
= 30513,5 kg

- Akibat beban kombinasi

Dari program ETABS, diperoleh Vu akibat beban kombinasi adalah sebesar:

Vu2 = 17867,52 kg
Vu total = 30513,5 + 17867,52
= 48381,06 kg

- Sambungan geser pada badan balok

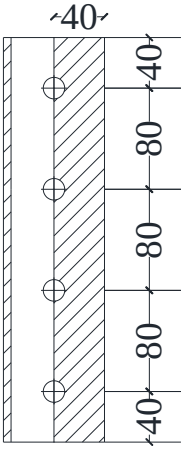
Pelat tebal 11 mm
baut = M19; As = 2,8 cm^2
Mutu baut A490 (F_{nv}=5790 kg/cm^2) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut:
Ø.Rn = Ø. F_{nv}.Ab.m = 0,75 . 5790 . 2,8 . 1
= 12310,9 kg (Menentukan)
Kuat tumpu baut
ℓc = 40 – 0,5 (19+1,5) = 29,75 mm
Rn = 1,2 ℓc t Fu ≤ 2,4 d t Fu
= 1,2 . 2,975. 1,1 . 4100 ≤ 2,4. 1,9 . 1,1 . 4100
= 16100,7 kg ≤ 29042,64 kg
Ø.Rn = 0,75 . 16100,7 = 12075,5 kg

n = Vu / ØVn = 48381,06 / 12310,9 = 3,9 ≈ 4 buah
Dipasang 4 M19.

Kontrol jarak baut
Jarak tepi : (S1) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 26 mm s/d 132 mm
Pakai S1 = 40 mm
Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 26 mm s/d 132 mm
Pakai S2 = 40 mm
Jarak baut : (S = 3db s/d 15tp atau 200 mm
= 57 mm s/d 165 mm
Pakai S = 80 mm

Kontrol kekuatan siku penyambung
Ø lubang = 19 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 20,5 mm = 2,05 cm



Gambar 4.67 Detail Pelat Sambungan Badan Balok Induk

Luas bidang geser
Ag = L x t_{pelat} = 32 x 1,1 = 35,2 cm^2
$A_{nv} = L_{nv} \times t_{pelat} = (32 - 4 \times 2{,}05) \times 1{,}1 = 26{,}18\ cm^2$

Kuat leleh

Ø Pu = Ø Ag fy = 0,9 . 35,2 . 2500 = 79200 kg (Menentukan)
Kuat putus
Ø Pu = Ø An fu = 0,9 . 26,18 . 4100 = 96604,2 kg

Syarat:
$V_u \leq$ ØPu → 48104,18 kg $<$ 79200 kg (OK)

- Sambungan geser pada kolom

Direncanakan las dengan te = 1 cm
Panjang Pelat (d plat) = 32 cm
Mutu las yang digunakan F_{E90xx}
$A_{we} = te.(\text{dplat})$
$= 1 \times (32)$
$= 32\ cm^2$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{48381{,}06}{32} = 1511{,}9$$

Ø F_{nw} = Ø x 0,6x F_{EXX} = 0,75 x 0,6 x 90 x 70,3 = 2847,15 kg/cm^2

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{1511{,}9}{2847{,}15} = 0{,}531\ cm$$

$$a = \frac{te}{0{,}707} = \frac{0{,}531}{0{,}707} = 0{,}75\ cm$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga a_{min} = 5 mm dan menurut pasal J2.2b.b ukuran maksimum las sudut didapatkan a_{max} = 11 – 2 = 9 mm.
Maka dipakai las sudut dengan tebal 7 mm.

- Sambungan pada diafragma plat dengan kolom

$$Pu = \frac{Mu}{Dbalok} = \frac{10984875}{58{,}2} = 227901{,}9\ kg$$

Kekuatan rencana las tumpul
te = 2 cm

F_{nw} = 0,75 x 0,6 x 90 x 70,3 x 2 = 5694,3 kg/cm^2
F_{baja} = 0,75 x 0,9 x 4100 x 2 = 5535 kg/cm^2

Luas las tumpul
$A_1 = te.dplat$
$= 2 \times 32 = 64\ cm^2$
$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{268054,12}{70} = 3560,96\ kg/cm^2 \leq F_{nw}$ (**OK**)

- Sambungan pada diafragma plat dengan sayap balok

Plate tebal 20 mm
baut = M28; As = 6,15 cm^2
Mutu baut A490 (F_{nv}=5790 kg/cm^2) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut:
Ø.Rn = Ø. F_{nv}.Ab.m = 0,75 . 5790 . 6,15 . 1
= 26739,03 kg (Menentukan)

Kuat tumpu baut
ℓc = 75 – 0,5 (28+1,5) = 60,25 mm
Rn = 1,2 ℓc t Fu ≤ 2,4 d t Fu
= 1,2 . 6,025. 2 . 4100 ≤ 2,4. 2,8 . 2 . 4100
= 59286 kg ≤ 55104 kg (OK)
Ø.Rn = 0,75 . 55104 = 41328 kg

n = Vu / ØVn = 227901,9 / 26739,03 = 8,52 ≈ 12 buah
Dipasang 12 M28.

Kontrol jarak baut
Jarak tepi : (S1) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 34 mm s/d 240 mm
Pakai S1 = 75 mm
Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 34 mm s/d 240 mm
Pakai S2 = 50 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 300 mm
= 84 mm s/d 200 mm
Pakai S = 100 mm

Kontrol kekuatan siku penyambung
Ø lubang = 28 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 29,5 mm = 2,95 cm

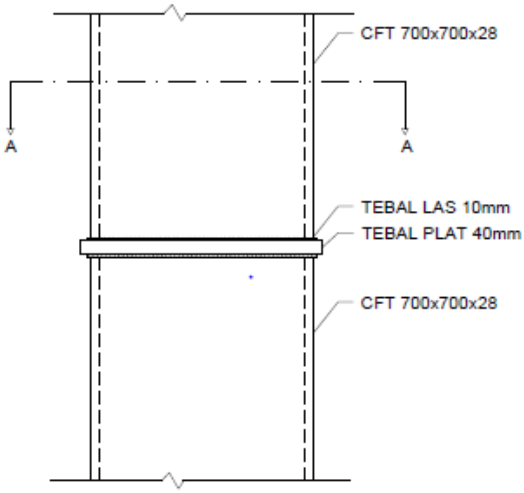
Luas bidang geser
Ag = L x t_{pelat} = 60 x 2 = 120 cm^2
$A_{nv} = L_{nv} \times t_{pelat} = (60 - 6 \times 2{,}95) \times 2 = 84{,}6\ cm^2$

Kuat leleh
Ø Pu = Ø Ag fy = 0,9 . 120 . 2500 = 270000 kg (Menentukan)
Kuat putus
Ø Pu = Ø An fu = 0,9 . 84,6. 4100 = 312174 kg

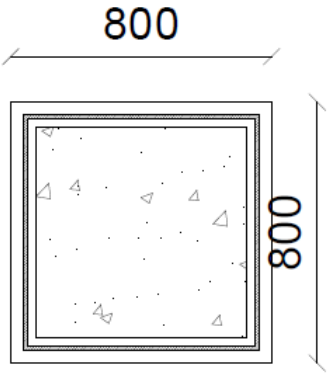
Terdapat 2 pelat sehingga
2ØPu = 2 . 270000 = 540000 kg
Syarat:
$V_u \leq$ 2ØPu $\rightarrow$ 268054,1 kg $<$ 540000 kg (OK)

4.5.5 Sambungan Antar Kolom

Kolom disambung menggunakan sambungan las dengan pelat tambahan tebal 40 mm. Profil kolom yang digunakan yaitu HSS 700x700x28.



Gambar 4.66 Sambungan Antar Kolom Tampak Samping



Gambar 4.67 Sambungan Antar Kolom Tampak Atas

Mutu las yang digunakan F_{E90xx}.

- Hasil Output ETABS

Pu = 392363,53 kg
Vu = 4737,5 kg
Mu_x = 13449,27 kgm
Mu_y = 13055,72 kgm
Dimisalkan te = 1 cm
A_{las} = 4 x (1 x 70) = 280 cm^2

$$Ix = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(70+70)^3}{6} = 457333{,}3\ cm^4$$

$$Iy = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(70+70)^3}{6} = 457333{,}3\ cm^4$$

$$Sx = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3}\right) = 6533{,}3\ cm^3$$

$$Sy = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3}\right) = 6533{,}3\ cm^3$$

- Akibat Pu

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x} + \frac{M_u y}{S_y}$$

$$f_v = \frac{392363{,}53}{280} + \frac{13449{,}27}{6533{,}3} + \frac{13055{,}72}{6533{,}3}$$

$$f_v = 1806{,}96\ kg/cm^2$$

- Akibat Vu

$$f_h = \frac{V_u}{A} = \frac{4737{,}5}{280} = 16{,}9\ kg/cm^2$$

$$f_{total} = \sqrt{(f_h)^2 + (f_V)^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{(16{,}9)^2 + (1806{,}9)^2} = 1807{,}06\ kg/cm^2$$

F_{nw} = 0,75 x 0,6 x 90 x 70,3 x 1 = 2847,15 kg/cm^2

$$te = \frac{f\ total}{F_{nw}} = \frac{2298{,}33}{2847{,}15} = 0{,}634\ cm$$

$$a = \frac{te}{0{,}707} = \frac{0{,}634}{0{,}707} = 0{,}89\ cm$$

Syarat tebal kaki las

t_{plat} = 40 mm, a min = 8 mm

$$a_{eff} = \frac{0{,}6 \times fu \times t}{2 \times 0{,}707 \times 0{,}6 \times f_{E90xx}} = \frac{0{,}6 \times 4100 \times 4}{2 \times 0{,}707 \times 0{,}6 \times 90 \times 70{,}3}$$

a_{eff} = 1,83 cm

Digunakan las sudut dengan a = 10 mm

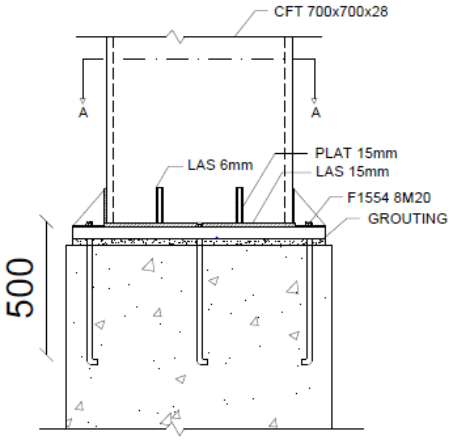
4.5.6 Sambungan Kolom dengan *Base Plate*

Perencanaan *base plate* menggunakan *fixed plate* untuk profil CFT 700x700x28 dengan data sebagai berikut:

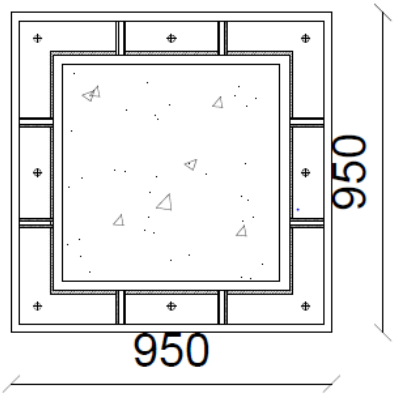
H= 950 mm

B= 950 mm

t_p= 40 mm



Gambar 4.68 Tampak Samping *Base Plate*



Gambar 4.69 Tampak Atas *Base Plate*

Dari hasil analisa ETABS 2016 didapat gaya- gaya yang bekerja adalah sebagai berikut:
Pu = 514376,4 kg
Mu_X = 4484844,54 kg.cm
Mu_Y = 4525326,63 kg.cm
Vu = 8305,45 kg

- Perencanaan sambungan pada *base plate*

Direncanakan las sudut pada daerah yang diarsir pada profil kolom.
Dimisalkan te = 1 cm
A_{las} = 4 x (1 x 70) = 280 cm^2

$$Ix = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(70+70)^3}{6} = 457333{,}3\ cm^4$$

$$Iy = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(70+70)^3}{6} = 457333{,}3\ cm^4$$

$$Sx = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3}\right) = 6533{,}3\ cm^3$$

$$Sy = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3}\right) = 6533{,}3\ cm^3$$

- Akibat Pu

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x} + \frac{M_u y}{S_y}$$
$$f_v = \frac{514376{,}4}{280} + \frac{4484844{,}54}{6533{,}3} + \frac{4525326{,}63}{6533{,}3}$$
$$f_v = 3216{,}16\ kg/cm^2$$

- Akibat Vu

$$f_h = \frac{V_u}{A} = \frac{8305{,}45}{280} = 29{,}66\ kg/cm^2$$
$$f_{total} = \sqrt{(f_h)^2 + (f_v)^2}$$
$$f_{total} = \sqrt{(19{,}66)^2 + (3216{,}16)^2} = 3216{,}3\ kg/cm^2$$

F_{nw} = 0,75 x 0,6 x 90 x 70,3 x 1 = 2847,15 kg/cm^2

$$te = \frac{f\ _{total}}{F_{nw}} = \frac{3216{,}3}{2847{,}25} = 1{,}129\ cm$$
$$a = \frac{te}{0{,}707} = \frac{1{,}129}{0{,}707} = 1{,}597\ cm$$

Syarat tebal kaki las

t_{plat} = 40 mm, a min = 8 mm

$$a_{eff} = \frac{0{,}6 \times fu \times t}{2 \times 0{,}707 \times 0{,}6 \times f_{E90xx}} = \frac{0{,}6 \times 4100 \times 4}{2 \times 0{,}707 \times 0{,}6 \times 90 \times 70{,}3}$$

a_{eff} = 1,8 cm

Digunakan las sudut dengan a =1,8 cm

- Perhitungan *base plate*

Periksa eksentrisitas gaya:

$$e = \frac{Muy}{Pu} = \frac{4525326{,}6}{514376{,}44} = 8{,}79\ cm$$

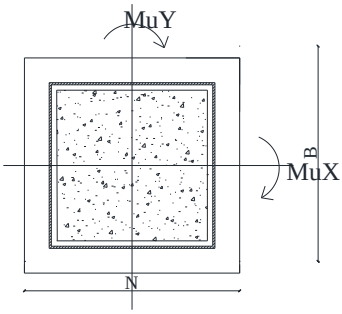
1/6 h = 1/6. 95 = 15,8 cm > e = 8,79 cm

Karena 1/6 h > e, maka tidak terjadi gaya tarik, sehingga tidak perlu memasang gaya angkur (dipasang angkur praktis).
Direncanakan diameter baut: 25 mm = 2,5 cm
h' ≥ we + c1
we = jarak baut ke tepi = 2 . db = 2 . 2,5 = 5 cm
c1 = jarak minimum untuk kunci = 27/16 . 2,5 = 4,21 cm
h' ≥ 5 + 4,21 = 9,21 cm
h ≥ H – 0,5.h' = 100 – 0,5x9,21 = 90,395 cm
B = 95 cm

Dimensi beton :
Panjang : 1000 mm
Lebar : 1000 mm

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{100.100}{95.95}} = 1{,}052$$

- Perencanaan akibat beban sumbu X



Gambar 4.70 Arah Beban Sumbu X Pada Base Plate

  - Akibat beban Pu

$$\text{fpa} = \frac{Pu}{B.N} = \frac{514376{,}4}{95.95} = 56{,}9\ kg/cm^2$$

  - Akibat beban Mu

$$\text{fpb} = \frac{6\,.Mu}{B.N^2} = \frac{6\,.4484844{,}54}{95.95^2} = 31{,}38\ \frac{kg}{cm}^2$$

- Tekanan maksimal

fp max = fpa + fpb = 56,9 + 31,38 = 88,38 kg/cm^2

- Tekanan yang dapat diterima kolom

fp avail = $\emptyset . 0{,}85 . f'c = 0{,}90 \times 0{,}85 \times 40 = 30{,}6\ Mpa$

fp avail = 30,6 > fp_{max} = 88,38 kg/cm^2 (OK)

- Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat

$$m = \frac{N - 0{,}95.d}{2} = \frac{95 - 0{,}95\ .70}{2} = 14{,}25\ cm$$

$$\text{Mupl} = \left(fp_{max} - 2.f_{pb}.\frac{m}{N}\right).\left(\frac{m^2}{2}\right) + \left(2.f_{pb}.\frac{m}{N}\right)\left(\frac{m^2}{3}\right)$$

$$\text{Mupl} = \left(60{,}16 - 2 \times 31{,}38 \times \frac{14{,}25}{95}\right)\left(\frac{14{,}25^2}{2}\right) + \left(2 \times 31{,}38 \times \frac{14{,}25}{95}\right)\left(\frac{14{,}25^2}{3}\right)$$

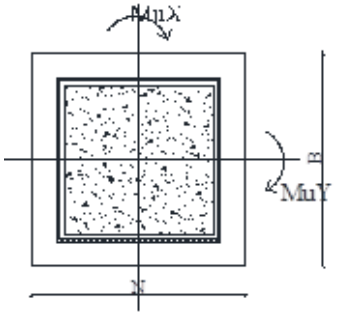
Mupl = 8654,67 kg.cm/cm

- Menentukan tebal *base plate*

$fy = 2500\ kg/cm^2$

$$t = \sqrt{\frac{4.M_{upl}}{0{,}9.fy}} = \sqrt{\frac{4 \times 6076{,}11}{0{,}9.2500}} = 3{,}28\ cm < 4\ cm\ (OK)$$

- Perencanaan akibat beban sumbu Y



Gambar 4.71 Arah Beban Sumbu Y Pada Base Plate

- Akibat beban Pu

$$\text{fpa} = \frac{Pu}{B.N} = \frac{514376{,}4}{95.95} = 56{,}9\ kg/cm^2$$

- Akibat beban Mu

$$\text{fpb} = \frac{6\,.Mu}{B.N^2} = \frac{6\,.4525326{,}63}{95.95^2} = 31{,}66\ \frac{kg}{cm}^2$$

- Tekanan maksimal

$$\text{fp max} = \text{fpa} + \text{fpb} = 56{,}9 + 31{,}66 = 88{,}66\ kg/cm^2$$

- Tekanan yang dapat diterima kolom

$$\text{fp avail} = \emptyset.0{,}85.\text{f}'\text{c} = 0{,}90 \times 0{,}85 \times 40 = 30{,}6\ Mpa$$

$$\text{fp avail} = 30{,}6 > fp_{max} = 88{,}66\ kg/cm^2 \text{ (OK)}$$

- Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat

$$m = \frac{N - 0{,}95.d}{2} = \frac{95 - 0{,}95\,.70}{2} = 14{,}25\ cm$$

$$\text{Mupl} = \left(fp_{max} - 2.f_{pb}.\frac{m}{N}\right).\left(\frac{m^2}{2}\right) + \left(2.f_{pb}.\frac{m}{N}\right)\left(\frac{m^2}{3}\right)$$

$$\text{Mupl} = \left(88{,}66 - 2 \times 31{,}66 \times \frac{14{,}25}{95}\right)\left(\frac{14{,}25^2}{2}\right) + \left(2 \times 31{,}38 \times \frac{14{,}25}{95}\right)\left(\frac{14{,}25^2}{3}\right)$$

Mupl = 8680,56 kg.cm/cm

- Menentukan tebal *base plate*

$$fy = 2500\ kg/cm^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4.M_{upl}}{0{,}9.fy}} = \sqrt{\frac{4 \times 8680{,}56}{0{,}9.2500}} = 3{,}92\ cm < 4\ cm\ (OK)$$

- Perencanaan pelat pengaku

Pelat pengaku direncanakan seperti dengan dengan balok yang menerima beban momen dari pelat landas

Tebal pelat pengaku minimum (ts)

$$t_s \geq 0{,}5\,.\,tf \rightarrow 0{,}5 \times 2{,}8 = 1{,}4\ cm$$

Tebal pelat pengaku (ts) = 1,5 cm dengan las minimum (a=6mm)

- Perencanaan baut angkur

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan 1/6 h > e, maka dipasang angkur praktis.

○ Perhitungan baut angkur

Dipakai baut angkur M22 mm (As=3,8 cm^2) mutu F1554 Grade 105 dengan fu = 7240 kg/cm^2.

Kuat geser baut:

Ø.Rn = Ø. F_{nv}.Ab.m = 0,75 . 7240 . 3,08 . 1

= 20641,2 kg (Menentukan)

Kuat tumpu baut

ℓc = 50 – 0,5 (22+1,5) = 38,25 mm

Rn = 1,2 ℓc t Fu ≤ 2,4 d t Fu

= 1,2 . 3,825. 4 . 4100 ≤ 2,4. 2.2 . 4 . 4100

= 75276 kg ≤ 86592 kg (OK)

Ø.Rn = 0,75 . 75276 = 56457 kg

Kuat rencana Tarik

Td = 0,75 . F_{nt} . Ab = 0,75 x 7240 x 3,8

= 20641,2 kg

Jumlah baut

n = Vu / ØVn = 8305,45/17058,85= 0,48 ≈ 8 buah

Dipasang 8 baut angkur M22 mm mutu F1554 Grade 105 untuk menjaga stabilitas struktur.

○ Panjang baut angkur (panjang penyaluran struktur Tarik)

$$\frac{\text{ld}}{db} = \frac{3fy.\alpha.\beta.\lambda}{5.\sqrt{f'c}} = \frac{3 \times 250 \times 1 \times 1 \times 1}{5.\sqrt{40}}$$

$\text{ld} = 23{,}717\ db = \ 23{,}717\ \times 2 = 52{,}17\ cm$

Maka panjang angkur yang dibutuhkan 50 cm

Tabel 4.26 Rekapitulasi Sambungan

No.	Tower B			Tower A		
1	**Sambungan Atap Apartemen**			**Sambungan Atap Apartemen**		
	Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak (Atap)			*Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak (Atap)*		
	Balok Induk WF 500x300x11x15	Badan Balok Anak	2M12	Balok Induk WF 450x300x10x15	Badan Balok Anak	2M12
	Balok Anak WF 400x300x9x14	Badan Balok Induk	2M12	Balok Anak WF 400x300x9x14	Badan Balok Induk	2M12
	Sambungan Lantai Apartemen			**Sambungan Lantai Apartemen**		
	Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak (Lantai)			*Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak (Lantai)*		
	Balok Induk WF 500x300x11x15	Badan Balok Anak	2M12	Balok Induk WF 450x300x10x15	Badan Balok Anak	2M12
	Balok Anak WF 400x300x9x14	Badan Balok Induk	2M12	Balok Anak WF 400x300x9x14	Badan Balok Induk	2M12
2	**Sambungan Bracing**			**Sambungan Bracing**		
	Memanjang			*Memanjang*		
	Balok Link WF 500x300x11x15			Balok Link WF 500x300x11x15		
	Bracing 350x250x8x12			Bracing 300x200x8x12		
	Sambungan Geser Pada Guset		3M24	Sambungan Geser Pada Guset		3M24
	Sambungan Geser Pada Sayap Bracing		3M24	Sambungan Geser Pada Sayap Bracing		3M24
	Sambungan Geser Pada Guset		6M24	Sambungan Geser Pada Guset		6M24
	Sambungan Geser Pada Badan Bracing		6M24	Sambungan Geser Pada Badan Bracing		6M24
	Sambungan Las Sudut Buhul & Bracing		Las 5mm	Sambungan Las Sudut Buhul & Bracing		Las 5mm
	Sambungan Las Sudut Pada Buhul & Link		Las 5mm	Sambungan Las Sudut Pada Buhul & Link		Las 5mm
	Melintang			*Melintang*		
	Balok Link WF 600x300x12x17			Balok Link WF 600x300x12x17		
	Bracing 300x300x11x17			Bracing 300x300x11x17		
	Sambungan Geser Pada Guset		5M24	Sambungan Geser Pada Guset		5M24
	Sambungan Geser Pada Sayap Bracing		5M24	Sambungan Geser Pada Sayap Bracing		5M24
	Sambungan Geser Pada Guset		6M24	Sambungan Geser Pada Guset		6M24
	Sambungan Geser Pada Badan Bracing		6M24	Sambungan Geser Pada Badan Bracing		6M24
	Sambungan Las Sudut Buhul & Bracing		Las 5mm	Sambungan Las Sudut Buhul & Bracing		Las 5mm
	Sambungan Las Sudut Pada Buhul & Link		Las 5mm	Sambungan Las Sudut Pada Buhul & Link		Las 5mm
3	**Sambungan Balok Induk Dengan Kolom**			**Sambungan Balok Induk Dengan Kolom**		
	Melintang			*Melintang*		
	Balok Induk WF 600x300x12x17			Balok Induk WF 600x300x12x17		
	Kolom CFT 700x700x28			Kolom CFT 700x700x28		
	Sambungan Geser Pada Badan Balok		4M19	Sambungan Geser Pada Badan Balok		4M19
	Sambungan Geser Pada Kolom		Las 7mm	Sambungan Geser Pada Kolom		Las 7mm
	Sambungan Diafragma Dengan Sayap Balok		12M28	Sambungan Diafragma Dengan Sayap Balok		12M28
	Memanjang			*Memanjang*		
	Balok Induk WF 500x300x11x15			Balok Induk WF 500x300x11x15		
	Kolom CFT 700x700x28			Kolom CFT 700x700x28		
	Sambungan Geser Pada Badan Balok		4M19	Sambungan Geser Pada Badan Balok		4M19
	Sambungan Geser Pada Kolom		Las 7mm	Sambungan Geser Pada Kolom		Las 7mm
	Sambungan Diafragma Dengan Sayap Balok		12M28	Sambungan Diafragma Dengan Sayap Balok		12M28
4	**Sambungan Antar Kolom**			**Sambungan Antar Kolom**		
	Las		Las 10mm	Las		Las 8mm
5	**Sambungan Kolom Dengan Baseplate**			**Sambungan Kolom Dengan Baseplate**		
	Las		Las 1,8cm	Las		Las 1,8cm
	Jumlah Baut		8 buah	Jumlah Baut		5 buah
	Pelat Pengaku		Tebal 6mm	Pelat Pengaku		Tebal 5mm
	Panjang Angkur		60cm	Panjang Angkur		60cm
6	**Sambungan Balok Tangga**			**Sambungan Balok Tangga**		
	Balok Utama Tangga WF 350x175x6x9			Balok Utama Tangga WF 200x100x4,5x7		
	Balok Penumpu Tangga WF 350x175x6x9			Balok Penumpu Tangga WF 250x125x5x8		
	Dimensi Kolom 700x700x28			Dimensi Kolom 700x700x28		
	Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Plat		2M8	Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Plat		2M8
	Sambungan Las Kolom dengan Plat		Las 3mm	Sambungan Las Kolom dengan Plat		Las 3mm

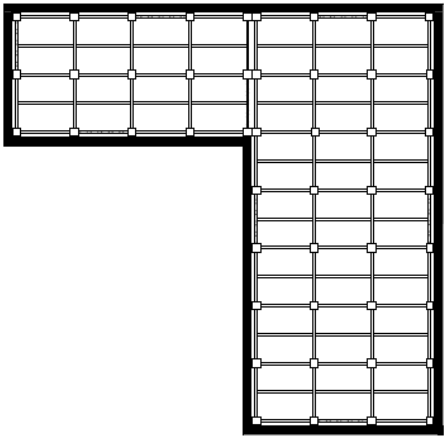
4.6 Perencanaan Struktur Bawah

4.6.1 Perencanaan *Basement*

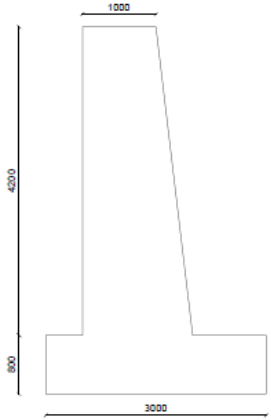
4.6.1.1 Perencanaan Dimensi Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah harus direncanakan dengan tepat, sehingga perlu diketahui gaya horizontal yang bekerja antar konstruksi penahan dengan massa tanah yang ditahan. Pada perencanaan ini, direncanakan dengan kondisi muka air tertinggi.

- Data Perencanaan



Gambar 4.72 Denah Dinding Penahan Tanah



Gambar 4.73 Tampak Samping Dinding Penahan Tanah

Tabel 4.27 Data Tanah

Depth	Material	N	ɣsat	C	Ø
m			(kN/m3)	(kN/m2)	
1	Urug	8	13,3	0	27,3
2				0	
3	Pasir (coklat)	13	17,6	0	35,2
4				0	
5	Pasir (coklat, hitam)	20	16,1	0	32,2

- Tekanan Tanah Aktif

$\sigma v' =$ γ'x h

$\sigma v'(2) =$ 13,3 x 2 = 26,67

$$Ka = tan^2\left(45 - \frac{\theta}{2}\right)$$

$$Ka = tan^2\left(45 - \frac{27,3}{2}\right) = 0,31$$

$$\sigma h' = (\sigma v' x\ Ka) - \left(2\ x\ c' x\ \sqrt{Ka}\right)$$
$$\sigma h'(2) = (26{,}67\ x\ 0{,}31) - \left(2\ x\ 0\ x\ \sqrt{0{,}31}\right) = 8{,}22$$

Tabel 4.28 Perhitungan Tekanan Tanah Aktif

Lapisan		Z	C (kN/m2)	Ø	ɣsat (kN/m3)	σv'	Ka	σh'
1	Atas	0	0	27,3	13,3	0	0,31	0
	Bawah	2	0	27,3	13,3	26,67	0,31	8,222
2	Atas	2	0	35,2	17,6	35,16	0,23	8,197
	Bawah	4	0	35,2	17,6	70,32	0,23	16,39
3	atas	4	0	32,2	16,1	64,40	0,26	16,75
	bawah	5	0	32,2	16,1	80,50	0,26	20,93

- Tekanan Tanah Pasif

$\sigma v' =$ γ'x h
$\sigma v'(0{,}5) =$ 16,1 x 0,8 = 12,88

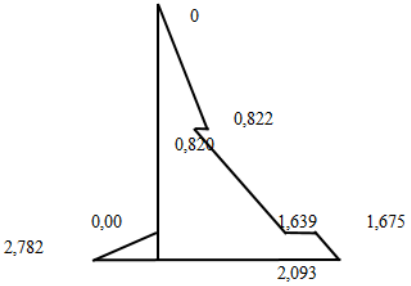
$$Kp = tan^2\left(45 + \frac{\theta}{2}\right)$$
$$Kp = tan^2\left(45 + \frac{32{,}2}{2}\right) = 2{,}16$$
$$\sigma h' = (\sigma v' x\ Kp) + \left(2\ x\ c'\ x\ \sqrt{Kp}\right)$$
$$\sigma h'(0{,}8) = (12{,}88\ x\ 2{,}16) + \left(2\ x\ 0\ x\ \sqrt{2{,}16}\right) = 27{,}82$$

Tabel 4.29 Perhitungan Tekanan Tanah Pasif

Lapisan		Z	C (kN/m2)	Ø	ɣsat (kN/m3)	σv'	Kp	σh'
3	atas	0	0	32,2	16,1	0,00	2,16	0,00
	Bawah	0,8	0	32,2	16,1	12,88	2,16	27,82

Dinding penahan tanah direncanakan dengan dimensi seperti pada gambar 4.81 dan harus mampu menahan geser dan guling.

- Kontrol Guling



Gambar 4.74 Diagram Tekanan Tanah

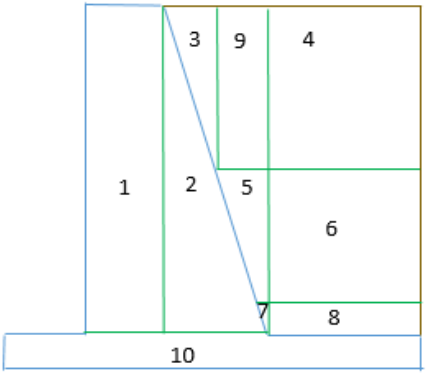
$$\text{Pa} = koefisien \times \sigma h \times Z$$
$$\text{Pa1} = 0{,}5 \times 0{,}82 \times 2 = 0{,}822$$
$$\text{Mo} = h \times Pa$$
$$\text{Mo} = 3{,}46 \times 0{,}82 = 2{,}85$$

Tabel 4.30 Perhitungan Momen Tanah Aktif

P Aktif	Luas		koefisien	Pa	h	Momen (tm)
	σh'	Z				
PA1	0,822	2	0,5	0,82	3,467	2,85
PA2	0,820	2,8	1	2,30	2	4,59
PA3	1,639	2,8	0,5	2,30	2,333	5,36
PA4	1,675	2	1	3,35	0,500	1,67
PA5	2,093	0,2	0,5	0,21	0,667	0,14
Total				8,97		14,61

Tabel 4.31 Perhitungan Momen Tanah Pasif

P Pasif	Luas		koefisien	Pp	h	Momen (tm)
	σh'	Z				
PP1	2,78	0,5	1	1,391	0,10	0,139
Total				1,391		0,139



Gambar 4.74 Sketsa Beban Dinding Penahan Tanah

Tabel 4.32 Perhitungan Momen Dinding Penahan Tanah

No	Dimensi			Massa	W	Jarak	Momen
	X	Y	Z	t/m3	t/m	m	(tm)
1	1	4,2	1	2,4	10,08	1,00	10,08
2	0,5	4,2	0,5	2,4	2,52	1,83	4,61
3	0,25	2	0,5	1,3	0,33	1,60	0,53
4	1	2	1	1,3	2,67	2,50	6,67
5	0,25	2	0,5	1,8	0,44	1,91	0,84
6	1	2	1	1,8	3,52	2,50	8,79
7	0,24	0,2	0,5	1,6	0,04	1,92	0,07
8	1	0,2	1	1,6	0,32	2,50	0,81
9	0,25	2	1	1,3	0,67	0,44	0,29
10	3	0,8	1	2,4	5,76	1,50	8,64
Total					26,34		41,33

$$FS_{guling} = \frac{Mo + Mp}{Ma}$$

FS $_{guling}$ = $\frac{41,33+0,139}{14,61} = 2,83 \geq 1,5$ (OK)

- Kontrol Geser

$$FS_{geser} = \frac{(Wbeton)\tan 30^{\circ}}{Pa - Pp} = \frac{26,34 \tan 32,2^{\circ}}{8,97 - 1,391}$$

FS $_{geser}$ = $2,18 \geq 1,5$ (OK)

4.6.1.2 Penulangan Dinding Penahan Tanah

- Penulangan pada *toe* dan *heel* dinding penahan

Mu = 1,6 x Mo = 1,6 x 14,61 = 23,37 tm = 23375585,19 Nmm
Tebal pelat = 800 mm
Selimut beton = 50 mm
Mutu beton = 40 Mpa
Mutu tulangan = 420 Mpa
Diameter tulangan = 20 mm

$$\beta 1 = 0.85 - 0.05\frac{(f'c-28)}{7} = 0{,}85 - 0{,}05\frac{(40-28)}{7} = 0{,}764$$

$$\rho b = \frac{0{,}85\ x\ \beta 1\ x\ f'c}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$$

$$\rho b = \frac{0.85\ x\ 0{,}764\ x\ 40}{420}\left(\frac{600}{600+420}\right) = 0{,}0363$$

$\rho max = 0{,}75\rho b$ = 0,75 x 0,0363 = 0,0273

$\rho min = \frac{1.4}{fy} = 0{,}0034$

$\rho min = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.25x\sqrt{40}}{420}$ = 0,0038

ρmin dipakai 0,0038

$$m = \frac{fy}{0{,}85f'c} = \frac{420}{0{,}85x40} = 12{,}352$$

dx = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan

dx = 800 – 50 - (0,5x20) = 740 mm

$$Rn = \frac{Mu}{\phi bdx^2} = \frac{23375585{,}19}{0{,}9.1000.740^2} = 0{,}47$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{12.352}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x12.352x0{,}47}{420}}\right) =$$

ρ = 0,001

$\rho\ pakai = 0{,}0038$

Asperlu = ρbd = 0,0038 x 1000 x 744 = 2827,2 mm^2

$$S = \frac{0{,}25x\pi x\emptyset^2 x1000}{Asperlu} = \frac{0{,}25x\pi x20^2x1000}{2827{,}2}$$

$$= 111{,}06\ mm$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D20 - 100.

- Penulangan pada *stem* dinding penahan

Mu = 1,6 x Mo = 1,6 x 14,61 = 23,37 tm = 23375585,19 Nmm

Tebal pelat = 1000 mm

Selimut beton = 50 mm

Mutu beton = 40 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Diameter tulangan = 16 mm

$$\beta 1 = 0.85 - 0.05\frac{(f'c-28)}{7} = 0{,}85 - 0{,}05\frac{(40-28)}{7} = 0{,}764$$

$$\rho b = \frac{0{,}85\ x\ \beta 1\ x\ f'c}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$$

$$\rho b = \frac{0.85\ x\ 0{,}764\ x\ 400}{420}\left(\frac{600}{600+420}\right) = 0{,}0363$$

$\rho max = 0{,}75\rho b$ = 0,75 x 0,0363 = 0,0273

$\rho min = \frac{1.4}{fy} = 0{,}0034$

$\rho min = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.25x\sqrt{40}}{420}$ = 0,0038

ρmin dipakai 0,004

$$m = \frac{fy}{0.85f'c} = \frac{420}{0.85x40} = 12{,}352$$

dx = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan

dx = 300 – 50 - (0,5x16) = 242 mm

$$Rn = \frac{Mu}{\phi bdx^2} = \frac{23375585{,}19}{0{,}9.1000.242^2} = 0{,}443$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{12.352}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x12.352x0{,}443}{420}}\right) =$$

ρ = 0,001

$\rho\ pakai = 0{,}0038$

Asperlu = ρbd = 0,0038 x 1000 x 242 = 919,6 mm^2

$$S = \frac{0{,}25x\pi x\emptyset^2 x1000}{Asperlu} = \frac{0{,}25x\pi x12^2x1000}{919{,}6}$$

$$= 122{,}9\ mm$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16 - 100.

4.6.1.3 Pelat Dasar Basement

Data-data perencanaan pelat beton:
Tebal pelat = 220 mm
Selimut beton = 50 mm
Lx = 360 cm
Ly = 720 cm
$\beta = \frac{Ly}{Lx} = \frac{700}{400} = 2 \leq 2$ (Pelat dua arah)
Mutu beton = 30 Mpa
Mutu tulangan = 420 Mpa
Elevasi Muka Air Tanah = -10 m

- Akibat gaya kendaraan
  - Beban Mati :
  - Berat Beton = 528 kg/m
  - Berat Spesi (1 cm) = 21 kg/m +
    q_d = 549 kg/m
  - Beban Hidup :
  - Lantai = 800 kg/m
  - Beban Berguna :
  - $Q_u = 1{,}2 \cdot q_d + 1{,}6 \cdot q_l$
    $= 1{,}2 \cdot 549 + 1{,}6 \cdot 800$
    $= 1938{,}8$ kg/m

$$\beta 1 = 0{,}85 - 0{,}05\frac{(f'c-28)}{7} = 0{,}85 - 0{,}05\frac{(30-28)}{7} = 0{,}835$$

$$\rho b = \frac{0.85\ x\ \beta 1\ x\ f'c}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$$

$$\rho b = \frac{0{,}85\ x\ 0{,}835\ x\ 30}{420}\left(\frac{600}{600+420}\right) = 0{,}0298$$

$\rho max = 0{,}75\rho b$ = 0,75 x 0.0298 = 0,0224

$$\rho min = \frac{1.4}{fy} = 0{,}0033$$

$$\rho min = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.25x\sqrt{30}}{420} = 0{,}0033$$

ρmin dipakai 0,0033

$$m = \frac{fy}{0{,}85f'c} = \frac{420}{0{,}85\ x\ 30} = 16{,}47$$

dx = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan bawah
dx = 220 – 50 - (0,5x12) = 164 mm
dy = tebal pelat - selimut beton – diameter tulangan bawah - 0,5 diameter tulangan atas
dy = 220 – 50 – 12 - (0,5x12) = 152 mm

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut :

Mlx = 0.001 . qu . Lx^2 . X = 0.001 . 1938,8 . $3{,}6^2$. 41
= 1030,201 kgm
Mtx = -0.001 . qu . Lx^2 X = -0.001 . 1938,8. $3{,}6^2$. 12
= -2085,528 kgm
Mly = 0.001 . qu . Lx^2 X = 0.001 . 1938,8. $7{,}2^2$. 83
= 1206,089 kgm
Mty = -0.001 . qu . Lx^2 X= -0.001 . 1938,8. $7{,}2^2$. 57
= -5728,921 kgm

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah X

$$Rn = \frac{Mu}{\phi bdx^2} = \frac{2085{,}528\ \text{x}\ 10000}{0{,}9.1000.164^2} = 0{,}86$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16{,}47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x16{,}47x0{,}86}{420}}\right) =$$

ρ = 0,0021

$$\rho\ pakai = 0{,}0021$$

ASperlu = ρbd = 0,0021 x 1000 x 164 = 342,3027 mm^2

$$S = \frac{0{,}25x\pi x\emptyset^2x1000}{Asperlu} = \frac{0{,}25x\pi x12^2x1000}{342{,}3027} = 299{,}32\ mm$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D12 - 150.

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah Y

$$Rn = \frac{Mu}{\phi bdx^2} = \frac{5728{,}91\ \text{x}\ 10000}{0{,}9.1000.152^2} = 2{,}75$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16,47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x16,47x2,75}{420}}\right) =$$

ρ = 0,0013

$\rho\ pakai = 0.0033$

ASperlu = ρbd = 0,0033 x 1000 x 152= 495,55 mm^2

$$S = \frac{0,25x\pi x\emptyset^2 x1000}{Asperlu} = \frac{0,25x\pi x12^2 x1000}{495,55} = 158,40\ mm$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D12 - 200.

Tabel 4.32 Rekapitulasi Pelat Dasar Basement

Pelat	Bentang	Penulangan	
		Arah X	Arah Y
Pelat 1	Lx = 360 cm	D12 - 150 mm	D12 - 200 mm
	Ly = 720 cm		

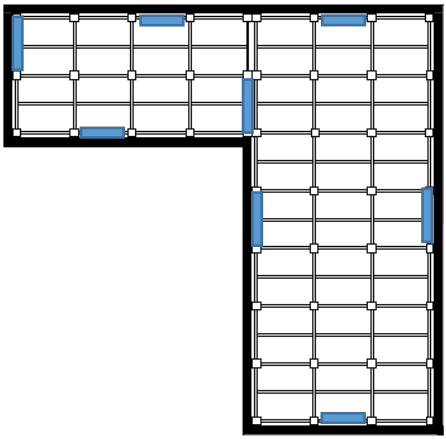
4.6.1.4 Perencanaan Dinding Geser Basement

Dinding geser (shearwall) dalam struktur gedung berfungsi untuk menahan gaya geser dan momen yang terjadi akibat gaya lateral.

- Data perencanaan

Data perencanaan adalah sebagai berikut:
Tebal dinding = 30 cm
Tebal decking = 40 mm
Tulangan = 13 mm

Mutu tulangan (fy) = 420 MPa
Mutu beton (f'c) = 40 Mpa
Tinggi lantai = 4,2 m
Lebar dinding = 720 cm (X) dan 720 cm (Y)



Gambar 4.74 Dinding Geser yang Ditinjau

Tabel 4.33 Tabel Rekapitulasi Dinding Geser

SW1		SW4	
X		**Y**	
Pu	3401,92	Pu	3496,06
M	6814,28	M	6478,05
V	2202,08	V	2500,8

- Kuat aksial rencana

Kuat aksial rencana dihitung berdasarkan (SNI 2847-2013 pasal 14.5.2)

$$\phi Pn = 0{,}55\phi\sqrt{f'c}Ag\left[1-\left(\frac{k\ l_c}{32h}\right)^2\right]$$

$$\phi Pn = 0{,}55x0{,}75x\sqrt{40x}300x7200x\left[1-\left(\frac{0{,}8x7200}{32x300}\right)^2\right]$$

ϕPn = 3606514,426 kN
ϕPn > Pu
3606514,426 kN > 3401,92 kN **(OK)**

- Pemeriksaan tebal dinding geser

Tebal dinding dianggap cukup bila dihitung memenuhi (SNI 2847-2013, pasal 11.9.3)

$$V_u < 0.83\sqrt{f'c}.h.d = 0.83\sqrt{40}.300.7200$$
$$= 11338662{,}78\ kN$$

Vu < Vn
2202,08 kN < 11338662,78 kN **(OK)**

- Penulangan dinding geserr

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2 : bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi $0.17\ x\ A_{cv}\ x\ \sqrt{f'c}$.

$Vu < 0.17\ x\ A_{cv}\ x\ \sqrt{f'c} =\ 0.17\ x\ 300\ x\ 7200\ x\ \sqrt{40}$
23223,76 kN > 2202,08 kN → 2 lapis tulangan

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 14.3.4: bahwa pada dinding yang mempunyai ketebalan lebih besar dari 250 mm, kecuali dinding ruang bawah tanah harus dipasang dua lapis tulangan.

300 mm > 300 mm → 2 lapis tulangan

Berdasarkan peraturan SNI 2847:2013, penulangan pada dinding geser menggunakan dua lapis tulangan.

- Penulangan geser horizontal dan vertikal

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.2: Rasio tulangan horizontal (ρt) tidak boleh kurang dari 0,0025 dan menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.4: Rasio tulangan Vertikal (ρl) tidak boleh kurang dari:

$\rho_t = 0{,}0025 + 0{,}5\left(2{,}5 - \frac{hw}{lw}\right)(\rho_t - 0{,}0025)$ dan 0,0025
Spasi tulangan horizontal tidak ≥
$s \leq \frac{7200}{5} = 1440\ mm$ **(OK)**
$s \leq 3x300 = 900\ mm$ **(OK)**
$s \leq 450\ mm$ **(OK)**
S pakai = 250 mm **(OK)**

Dipakai tulangan horizontal dua lapis 2D13 (As=265,46 mm^2)
$\rho_n = \frac{As}{h\ x\ s} = \frac{265{,}46}{250x300} = 0{,}0035 > \rho_{min} = 0{,}0025$
$Vn = A_{cv}[\propto_c \sqrt{f'c} + \rho_n fy]$
$\frac{hw}{lw} = \frac{4000}{8000} = 0{,}5 > 1{,}5$; maka digunakan α_c = 0,25
$Vn = 300x7200\left[0{,}25\sqrt{40} + 0{,}0035x410\right]$
$= 6549{,}81kN$
ϕVn > Vu
6549,81kN > 2202,8 kN **(OK)**

Maka, digunakan tulangan geser horizontal D13 – 250 mm.

$\rho_t = 0{,}0025 + 0{,}5\left(2{,}5 - \frac{hw}{lw}\right)(\rho_t - 0{,}0025)$ dan 0,0025
Spasi tulangan horizontal tidak ≥
$s \leq \frac{7200}{5} = 1440\ mm$ **(OK)**
$s \leq 3x300 = 900\ mm$ **(OK)**
$s \leq 450\ mm$ **(OK)**
S pakai = 250 mm **(OK)**

Dipakai tulangan horizontal dua lapis 2D13 (As=265,46 mm^2)
$\rho_n = \frac{As}{h\ x\ s} = \frac{265{,}46}{250x300} = 0{,}0035 > \rho_{min} = 0{,}0025$
$Vn = A_{cv}[\propto_c \sqrt{f'c} + \rho_n fy]$
$\frac{hw}{lw} = \frac{4000}{8000} = 0{,}5 > 1{,}5$; maka digunakan α_c = 0,25
$Vn = 300x7200\left[0{,}25\sqrt{40} + 0{,}0035x410\right]$

$= 6549{,}81kN$

$\phi Vn > Vu$

$6549{,}81kN > 2202{,}8$ kN **(OK)**

Maka, digunakan tulangan geser vertikal D13 – 250 mm.

- Kontrol komponen batas

Komponen batas diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada shearwall lebih dari 0.2f'c. SNI 2847:2013 Pasal 21.9.6.3

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2\ f'c$$

$$\frac{5194{,}96x\ 10^6}{\frac{1}{6}x\ 350\ x\ 8000^2} + \frac{4582{,}4\ x\ 10^3}{350\ x\ 8000} > 0{,}2\ x\ 40$$

$3{,}02\ MPa > 8\ MPa$ (tidak butuh komponen batas)

$$c > \frac{lw}{600(\frac{\delta u}{hw})}\ ;\ \frac{\delta u}{hw} > 0{,}007$$

$$\frac{\delta u}{hw} = \frac{0{,}826}{4000} = 0{,}000158 < 0{,}007$$

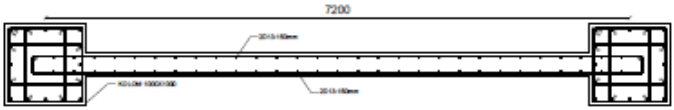
$$a = \frac{As\ x\ fy}{0.85\ x\ f'cx\ b} = \frac{265{,}46x(\frac{8000}{250})\ x\ 420}{0{,}85\ x\ 40\ x\ 800} = 131{,}16\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{131{,}16}{0.76} = 172{,}59\ mm$$

$$172{,}59\ mm > \frac{8000}{600(0{,}007)}$$

$171{,}92\ mm < 1904{,}76\ mm$ (tidak butuh komponen batas)

Berdasarkan 2 syarat diatas tidak ada syarat yang harus dipenuhi untuk penggunaan komponen batas sehingga dipasang panjang penyaluran minimum.



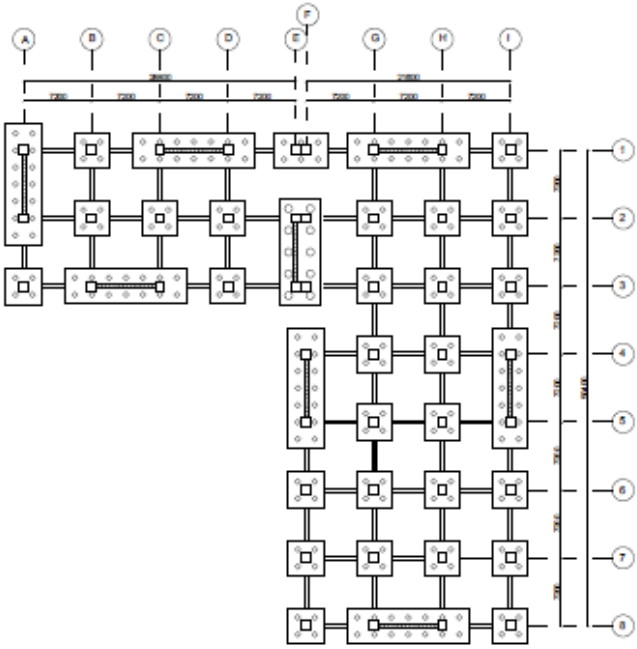
Gambar 4.75 Penulangan Shear Wall

Tabel 4.34 Rekapitulasi Tebal Dinding Shear Wall

Tower	Panjang (cm)		Tebal Dinding (cm)
	Memanjang	Melintang	
A	800	700	350
B	700	800	350

4.6.2 Perencanaan Pondasi

Pondasi merupakan bagian dasar dari konstruksi yang berfungsi sebagai penopang bangunan diatasnya yang bertujuan untuk meneruskan beban ke tanah yang diterima oleh kolom secara bertahap dan merata



Gambar 4.75 Denah Pondasi

Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2012 kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin.

- D
- D + L
- D + 0,75L
- D + 0,7E

- D + 0,75(0,7E) + 0,75L
- 0,6D + 0,7E

4.6.2.1 Data Perencaan Pondasi

Pondasi pada gedung ini direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang beton *(Spun pile)* produk dari PT. Waskita Beton Precast. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- Diameter tiang : 600 mm
- *Wall thickness* : 100 mm
- Klasifikasi : A1
- *Concrete cross section* : 1571 cm^2
- Berat : 393 kg/m
- *Bending moment crack* : 17 tm
- *Bending momen ultimate* : 25,5 tm
- *Allowable axial load* : 252,7 t

4.6.2.2 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Qu = Qp + Qs.$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok

Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari *Terzaghi Bazaraa* 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah

Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila N>15

a. N1 = 15 + ½(N-15)

b. N1 = 0.6 N

Kemudian pilih harga N1 yang terkecil

2. Koreksi terhadap *overburden pressure* dari tanah

Dari harga N1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal

$$\text{N2} = \frac{4\text{N1}}{(1 + \ 0{,}4\ \text{Po})} \ \text{untuk Po} < \ 7{,}5\ \text{ton}$$

$$\text{N2} = \frac{4\text{N1}}{(3{,}25 + \ 0{,}1\ \text{Po})} \ \text{untuk Po} < \ 7{,}5\ \text{ton}$$

3. Perhitungan daya dukung satu tiang pancang

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji Standard Penetration Test (SPT) dengan rumus sebagai berikut:

$Qu = Qp + Qs$

$Qp = Cn\ x\ A\ ujung = 40x$ÑxA ujung

$Qs =$ ΣCli x Asi

Dimana :

Ñ = Harga rata – rata N2 4D dibawah ujung sampai dengan 8D diatas ujung tiang

Cli = N/2 untuk tanah lempung atau lanau dan N/5 untuk tanah pasir

Asi = Luas selimut tiang pada segmen i = Oi x hi
Oi = Keliling tiang

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P\ ijing\ 1\ tiang = \frac{Qult}{SF}$$

Dimana :
SF = safety factor = 3

Tabel 4.35 Daya Dukung Tanah Kedalaman 4,2 – 15,6

Depth	Test (SPT)	Qu	Qs	Qult = Qu + Qs	Qijin = Qult/SF
m	N	(ton)	(ton)		
4,2	13,7	0	0	0	0
4,8	15,8	49,650	2,034	51,684	17,228
5,4	17,9	55,021	4,339	59,360	19,787
6	20	63,495	6,915	70,410	23,470
6,6	20,3	71,969	9,536	81,505	27,168
7,2	20,6	86,359	12,196	98,555	32,852
7,8	20,9	100,542	14,895	115,437	38,479
8,4	21	114,518	17,607	132,125	44,042
9	21	128,288	20,318	148,607	49,536
9,6	21	141,144	23,030	164,175	54,725
10,2	20,9	153,603	27,635	181,238	60,413
10,8	20,6	165,664	32,173	197,837	65,946
11,4	20,3	171,205	36,646	207,851	69,284
12	20	175,901	41,052	216,953	72,318
12,6	19,4	179,752	45,166	224,918	74,973
13,2	18,8	185,825	49,153	234,978	78,326
13,8	18,2	193,378	53,012	246,390	82,130
14,4	18	202,412	56,820	259,232	86,411
15	18	213,008	60,628	273,635	91,212
15,6	18	227,470	64,435	291,906	97,302

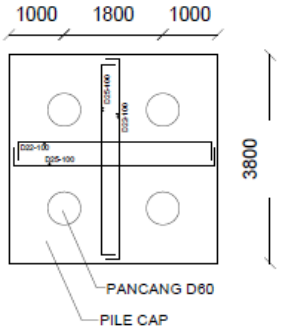
Tabel 4.36 Daya Dukung Tanah Kedalaman 16,2 – 30

16,2	18,7	243,231	69,000	312,231	104,077
16,8	20,8	254,375	74,077	328,452	109,484
17,4	22,9	255,578	79,667	335,244	111,748
18	25	257,290	85,769	343,060	114,353
18,6	26,5	259,513	93,109	352,622	117,541
19,2	28	265,558	100,864	366,422	122,141
19,8	29,5	273,383	109,035	382,418	127,473
20,4	30,4	282,989	113,958	396,948	132,316
21	31	294,140	118,979	413,119	137,706
21,6	31,6	305,849	124,097	429,945	143,315
22,2	32,8	317,733	130,145	447,878	149,293
22,8	35,2	327,428	136,636	464,064	154,688
23,4	37,6	337,787	143,569	481,356	160,452
24	40	347,296	150,945	498,241	166,080
24,6	40,3	355,957	158,499	514,456	171,485
25,2	40,6	362,695	166,110	528,805	176,268
25,8	40,9	368,529	173,777	542,306	180,769
26,4	41,8	373,458	182,169	555,627	185,209
27	43	388,929	190,802	579,731	193,244
27,6	44,2	398,123	199,675	597,798	199,266
28,2	45,2	408,282	209,171	617,454	205,818
28,8	45,8	416,426	218,793	635,220	211,740
29,4	46,4	424,083	228,541	652,625	217,542
30	47	431,121	238,416	669,537	223,179

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS, diambil output semua reaksi perletakkan.

Tabel 4.37 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 1

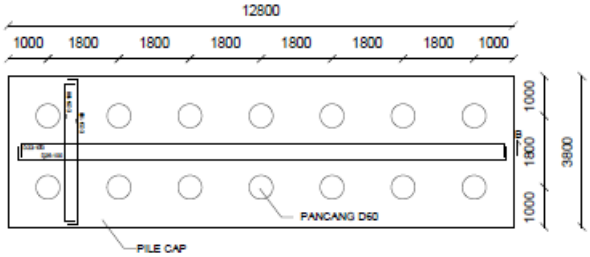
Kombinasi beban	Hx	Hy	P	Mx	My	Qu ijin	Jumlah
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	Tiang
D	15,1804	11,2674	1524,8746	15,368	25,3178	924,531	4
D+L	26,3172	20,3915	2177,963	28,912	43,2454	924,531	4
D+0,75L	24,8946	19,228	2094,1308	27,185	40,9531	924,531	4
D+0,7Ex	53,3756	7,6262	2209,6951	107,33	142,538	924,531	4
D+0,7Ey	23,9839	9,0522	2052,2025	210,31	45,0767	924,531	4
D+0,75(0,75Ex)+L	52,6331	1,617	2472,9226	97,475	130,402	924,531	4
D+0,75(0,75Ey)+L	29,0148	15,0192	2346,3661	180,23	52,0849	924,531	4
0,6D+0,7Ex	45,1248	13,9213	1472,6414	98,525	128,908	924,531	4
0,6D+0,7Ey	15,7332	2,7571	1315,1488	201,51	31,4461	924,531	4



Gambar 4.76 Pondasi Tiang Pancang Tipe 1

Tabel 4.38 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 2

Kombinasi beban	Hx	Hy	P	Mx	My	Qu ijin	Jumlah
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	Tiang
D	56,4836	44,5016	3327,4206	68,589	18,3694	924,531	12
D+L	94,8162	82,9182	5149,0426	127,9	31,0384	924,531	12
D+0,75L	89,8938	78,01644	4915,2532	120,33	29,4124	924,531	12
D+0,7Ex	416,566	35,7362	8741,5466	230,37	372,924	924,531	12
D+0,7Ey	25,2794	51,539	4741,895	478,49	15,6356	924,531	12
D+0,75(0,75Ex)+L	300,2938	60,7598	8787,3422	234,57	288,348	924,531	12
D+0,75(0,75Ey)+L	54,7608	73,4586	5573,3364	433,96	1,241	924,531	12
0,6D+0,7Ex	446,6166	10,4118	7055,9926	191,32	382,738	924,531	12
0,6D+0,7Ey	4,771	26,2146	3056,341	439,44	25,4494	924,531	12



Gambar 4.77 Pondasi Tiang Pancang Tipe 2

Berdasarkan tabel diatas sehingga jumlah tiang pancang digunakan 4 buah untuk tipe 1 dan 12 buah untuk tipe 2.

4.6.2.3 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Kelompok

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang.

Terdapat beberapa tipe susuan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan

jarak nya sesuai dengan yang diijinkaan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1,2 meter. Untuk daya dukung ini diambil nilai terkecil antara daya dukung bahan dan daya dukung tanah.

- Daya dukung bahan :

Dari spesifikasi bahan tiang pancang didesain :

$\overline{P}_{1tiang}$ = 252,7 ton

- Daya dukung tanah :

$\overline{P}_{1tiang}$ = 122,14 ton

Maka daya dukung satu tiang pondasi adalah 122,24 ton.

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (η) menurut Seiler-Keeney Formula.

$$Ce = 1 - \frac{arc\tan(\phi / S)}{90°}.(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n})$$

= 0,772

Dimana :

Ø = diameter tiang pancang

S = Jarak antar tiang pancang

m = Jumlah baris tiang pancang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang pancang dalam grup

Sehingga perhitungan efisiensinya menjadi

QL (group) = QL (1 tiang) × Ce

= 122,24 x 9,81 x 0,772 = 924,53 kN

4.6.2.4 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pacang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2} \leq P_{ijin\ tanah}\ (1\ tiang)$$

Perhitungan jarak tiang

2D ≤ S ≤ 3D dengan S = jarak antar tiang
120 ≤ S ≤ 180 dipakai S = 180 cm
1D ≤ S ≤ 2D dengan S = jarak tepi
60 ≤ S ≤ 120 dipakai S = 100 cm

P = 2472,92 kN
N = 4 tiang
Mx = 94,47 kNm
My = 130,4 kNm
Xmax = 1 m
Ymax = 1 m

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$$

$$P_{max} = \frac{2472{,}92}{4} \pm \frac{130{,}4 \times 1}{1{,}8^2} \pm \frac{97{,}47 \times 1}{1{,}8^2}$$

$$P_{max} = 688{,}56\ kN \leq 924{,}53\ kN\ (1\ tiang) \ldots \text{OK}$$

Tabel 4.39 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 1

Kombinasi beban	Hx	Hy	P	Mx	My	p/n	$\frac{M_y x_{max}}{\Sigma x^2}$	$\frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$	Pmax	Pijin	Pijin> Pmax
	kN	kN	kN	kNm	kNm				kN	kN	
D	15,1804	11,2674	1524,8746	15,368	25,3178	381,219	7,814	4,743	393,776	924,53	**OK**
D+L	26,3172	20,3915	2177,963	28,912	43,2454	544,491	13,347	8,924	566,762	924,53	**OK**
D+0,75L	24,8946	19,228	2094,1308	27,185	40,9531	523,533	12,640	8,390	544,563	924,53	**OK**
D+0,7Ex	53,3756	7,6262	2209,6951	107,33	142,538	552,424	43,993	33,126	629,543	924,53	**OK**
D+0,7Ey	23,9839	9,0522	2052,2025	210,31	45,0767	513,051	13,913	64,911	591,874	924,53	**OK**
D+0,75(0,75Ex)+L	52,6331	1,617	2472,9226	97,475	130,402	618,231	40,248	30,085	688,563	924,53	**OK**
D+0,75(0,75Ey)+L	29,0148	15,0192	2346,3661	180,23	52,0849	586,592	16,076	55,627	658,294	924,53	**OK**
0,6D+0,7Ex	45,1248	13,9213	1472,6414	98,525	128,908	368,160	39,786	30,409	438,356	924,53	**OK**
0,6D+0,7Ey	15,7332	2,7571	1315,1488	201,51	31,4461	328,787	9,706	62,195	400,688	924,53	**OK**

Tabel 4.40 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 2

Kombinasi beban	Hx	Hy	P	Mx	My	p/n	$\frac{M_y \times x_{max}}{\sum x^2}$	$\frac{M_x \times y_{max}}{\sum y^2}$	Pmax	Pijin	Pijin> Pmax
	kN	kN	kN	kNm	kNm				kN	kN	
D	56,4836	44,5016	3327,4206	68,589	18,3694	277,285	5,670	21,169	304,124	924,53	**OK**
D+L	94,8162	82,9182	5149,0426	127,9	31,0384	429,087	9,580	39,475	478,141	924,53	**OK**
D+0,75L	89,8938	78,01644	4915,2532	120,33	29,4124	409,604	9,078	37,138	455,820	924,53	**OK**
D+0,7Ex	416,566	35,7362	8741,5466	230,37	372,924	728,462	115,100	71,101	914,664	924,53	**OK**
D+0,7Ey	25,2794	51,539	4741,895	478,49	15,6356	395,158	4,826	147,682	547,665	924,53	**OK**
D+0,75(0,75Ex)+L	300,2938	60,7598	8787,3422	234,57	288,348	732,279	88,996	72,399	893,674	924,53	**OK**
D+0,75(0,75Ey)+L	54,7608	73,4586	5573,3364	433,96	1,241	464,445	0,383	133,937	598,765	924,53	**OK**
0,6D+0,7Ex	446,6166	10,4118	7055,9926	191,32	382,738	587,999	118,129	59,050	765,178	924,53	**OK**
0,6D+0,7Ey	4,771	26,2146	3056,341	439,44	25,4494	254,695	7,855	135,630	398,180	924,53	**OK**

4.6.2.5 Kontrol Kekuatan Tiang

- Kontrol terhadap Gaya Aksial

Untuk tiang pancang diameter 60 cm kelas A1 pada produk dari PT. Waskita Beton, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 252,7 ton.

P max = 68,85 ton < Pijin = 252,7 ton

- Kontrol terhadap Gaya Momen

Perumusan yang dipakai diambil dari buku "Daya Dukung Pondasi Dalam (Herman Wahyudi)" :

Mmax = H (e + 1,5d + 0,5f)

$$f = \frac{H}{9\ C_u d}$$

Dimana:

H = Lateral Load

e = jarak antara lateral load (H) dengan muka tanah

D = diameter pondasi

dari lampiran data tanah di ketahui Cu = 1,25 kg/cm^2

$$f = \frac{H}{9\ C_u d} = \frac{5337,56}{9\ x1,25x60} = 7,9\ cm$$

Mmax = H (e + 1,5d + 0,5f)

= 5337,56 (0 + 1,5x60 + 0,5x7,9)
= 5,015 tm

Untuk diameter 600 mm kelas C pada brosur, momen tidak diperkenankan melebihi Mcrack = 17 tm.
Cek kekuatan momen tiang :
Mcrack = 5,015 tm < M = 17 tm (OK)

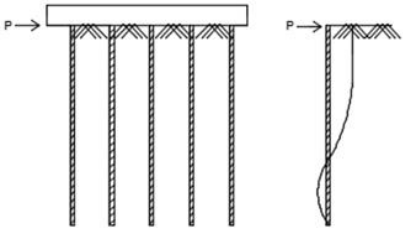
Tabel 4.41 Rekapitulasi Kontrol terhadap Gaya Momen Tipe 1

Kombinasi beban	Hx	Hy	H	e	D	f	Mmax	Mijin	Kontrol
	Kg	Kg	Kg		cm	cm	tm	tm	
D	1518,04	1126,74	1518,04	0	60	2,249	1,383	17	**OK**
D+L	2631,72	2039,15	2631,72	0	60	3,899	2,420	17	**OK**
D+0,75L	2489,46	1922,8	2489,46	0	60	3,688	2,286	17	**OK**
D+0,7Ex	5337,56	762,62	5337,56	0	60	7,907	5,015	17	**OK**
D+0,7Ey	2398,39	905,22	2398,39	0	60	3,553	2,201	17	**OK**
D+0,75(0,75Ex)+L	5263,31	161,7	5263,31	0	60	7,797	4,942	17	**OK**
D+0,75(0,75Ey)+L	2901,48	1501,92	2901,48	0	60	4,298	2,674	17	**OK**
0,6D+0,7Ex	4512,48	1392,13	4512,48	0	60	6,685	4,212	17	**OK**
0,6D+0,7Ey	1573,32	275,71	1573,32	0	60	2,331	1,434	17	**OK**

Tabel 4.42 Rekapitulasi Kontrol terhadap Gaya Momen Tipe 2

Kombinasi beban	Hx	Hy	H	e	D	f	Mmax	Mijin	Kontrol
	kN	kN	Kg		cm	cm	tm	tm	
D	2824,18	2225,08	2824,18	0	60	4,184	2,601	17	**OK**
D+L	4740,81	4145,91	4740,81	0	60	7,023	4,433	17	**OK**
D+0,75L	4494,69	3900,82	4494,69	0	60	6,659	4,195	17	**OK**
D+0,7Ex	20828,3	1786,81	1786,81	0	60	2,647	1,632	17	**OK**
D+0,7Ey	1263,97	2576,95	2576,95	0	60	3,818	2,368	17	**OK**
D+0,75(0,75Ex)+L	15014,69	3037,99	15014,69	0	60	22,244	15,183	17	**OK**
D+0,75(0,75Ey)+L	2738,04	3672,93	3672,93	0	60	5,441	3,406	17	**OK**
0,6D+0,7Ex	22330,83	520,59	520,59	0	60	0,771	0,471	17	**OK**
0,6D+0,7Ey	238,55	1310,73	1310,73	0	60	1,942	1,192	17	**OK**

- Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 4.78 Diagram Gaya Lateral Tiang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.
Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd\left(\frac{PT^3}{EI}\right) \leq 2.5\ cm$$

δ = defleksi yang terjadi
Fd = koefisien defleksi
P = Gaya lateral 1 tiang
T = *Relative stiffnes Factor*

Pondasi Tiang Pancang Tipe 1
Jumlah tiang = 4
Hmax = 5,338 t
Hmax 1 tiang = 1,334 t
Cu = 1,25 kg/cm^2

$$Qu = 2 \times Cu = 2 \times \frac{1{,}25}{0.977} = 2{,}559\,\frac{t}{ft^3}$$

Dari grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing* maka didapatkan f = 6 t/ft^3 = 0,192 kg/cm^3

$T = (\frac{EI}{f})^{\frac{1}{5}}$

$E = 4700\sqrt{fc} = 4700\sqrt{50} = 33234{,}02\ kg/cm^2$

$I = \frac{1}{64}\ x\ \frac{22}{7}\ x\ (60-40)^4 = 7857{,}143\ cm^4$

$T = (\frac{EI}{f})^{\frac{1}{5}} = (\frac{338921{,}82\ x\ 7857{,}143}{0.192})^{\frac{1}{5}} = 67{,}097\ cm$

Fd (*deflection coefficient*) = 0,99
L = 21,5 m = 2150 cm (kedalaman tiang pancang)
T = 67,097 cm
L/T = 32,04
Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile*
maka didapatkan Fd = 0.99

$\delta = Fd\left(\frac{PT^3}{EI}\right) \leq 2.5\ cm$

$\delta = 0{,}99\left(\frac{5{,}338\ x\ 67{,}097^3}{33234{,}019\ x\ 7857{,}143}\right) \leq 2{,}5\ cm$

$\delta = 0{,}0061\ cm \leq 2{,}5\ cm$ **(OK)**

Kontrol Momen :
M_{crack} = 17 tm
L/T = 32,043
Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan Fm = 0,9

$M = Fm(PT) \leq M_{banding\ crack}$

$M = 0{,}9 \times (5{,}338\ x\ 0{,}679\ ) \leq 17\ tm$

$M = 3{,}223\ tm\ \leq 17\ tm$ **(OK)**

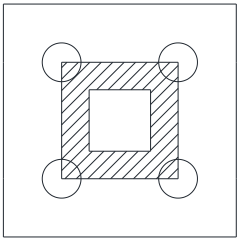
4.6.3 Perencanaan Poer Pada Kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.
Data-data perancangan poer.
Pu = 504,439 ton
P_{max} (1 tiang) = 68,85 ton

Jumlah tiang pancang = 4 buah
Dimensi poer = 3,8 x 3,8 x 1,2 m
Mutu beton (fc') = 40 MPa
Mutu baja (fy) = 420 MPa
Diameter tulangan = 25 mm
Selimut beton = 70 mm
λ = 1 (beton normal)
Tinggi efektif (d):
d_x = 1200 – 70 – ½ 25 = 1117,5 mm
d_y = 1200 – 70 – 25 – ½(25) = 1092,5 mm

4.6.3.1 Kontrol Geser Ponds

- Akibat Kolom



Gambar 4.79 Area Kritis Geser Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi,sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

Untuk pondasi tapak non-prategang (Vc) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{c1} = 0{,}17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0{,}083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$
$$V_{c3} = 0{,}333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

dimana :
αs = 20 untuk kolom sudut, αs = 30 untuk kolom tepi, αs = 40 untuk kolom interior
β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek = 1000/1000
= 1
bo = Keliling penampang kritis :
bo = 2 (b_{kolom} + d) + 2(h_{kolom} + d)
bo = 2 (1000 + 1117,5) + 2 (1000 + 1117,5) = 8470 mm

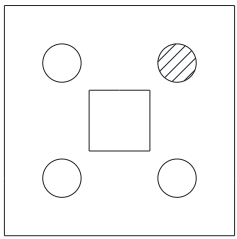
$$V_{c1} = 0{,}17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$
$$V_{c1} = 0{,}17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) 1\sqrt{40} \times 8470 \times 1117{,}5 = 30530302{,}96\ N$$

$$V_{c2} = 0{,}083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$
$$V_{c2} = 0{,}083 \times \left(\frac{40x1117{,}5}{8270} + 2\right) 1\sqrt{40} \times 8470 \times 1117{,}5$$
$$V_{c2} = 36159153\ N$$
$$V_{c3} = 0{,}333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$
$$V_{c3} = 0{,}333x1x\sqrt{40} \times 8470 \times 1117{,}5 = 19934491{,}93\ N$$

Dari ketiga nilai Vc diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah
ϕVc ≥ Pu
ϕVc = 0,75 x 19934491,93 N = 1495,086 ton
ϕVc = 1495,086 ≥ 504,439 ton **(OK)**

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

- Akibat Tiang Pancang



Gambar 4.80 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek = 1000/1000
= 1

bo = (0,25 x π x (600 + 1117,5)) = 1348,921 mm

$$V_{c1} = 0{,}17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c1} = 0{,}17\left(1 + \frac{2}{1}\right)1\sqrt{40} \times 1348{,}921 \times 1117{,}5 = 4862217\ N$$

$$V_{c2} = 0{,}083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right)\lambda\sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0{,}083 \times \left(\frac{40x1117{,}5}{1348{,}921} + 2\right)1\sqrt{40} \times 1348{,}921 \times 1117{,}5$$

$$V_{c2} = 27804442{,}7\ N$$

$$V_{c3} = 0{,}333\lambda\sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0{,}333x1x\sqrt{40} \times 1348{,}921 \times 1117{,}5 = 3174742\ N$$

Dari ketiga nilai Vc diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah

$\phi Vc \geq P_{pile}$

$\phi Vc = 0{,}75\ x\ 27804442{,}7\ N$ = 2381056,229 N = 238,11 ton

$\phi Vc = 238{,}11 \geq 68{,}85$ **(OK)**

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

4.6.4 Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

$d_x = 1200 - 70 - ½\ 25 = 1117{,}5$ mm

$d_y = 1200 - 70 - 25 - ½(25) = 1092{,}5$ mm

$$\beta 1 = 0{,}85 - 0{,}05\frac{(f'c-28)}{7} = 0{,}85 - 0{,}05\frac{(40-28)}{7} = 0{,}774$$

$$\rho b = \frac{0{,}85x\beta 1xf'c}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$$

$$\rho b = \frac{0{,}85x0{,}774x400}{410}\left(\frac{600}{600+420}\right) = 0{,}037$$

$\rho max = 0{,}75\rho b$ = 0,75 x 0,0368 = 0,028

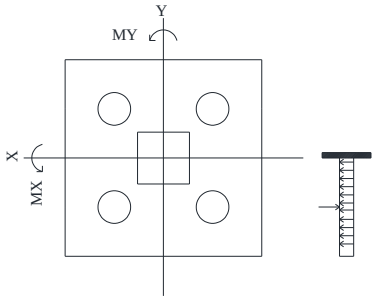
$$\rho min = \frac{1.4}{fy} = 0{,}003$$

$$\rho min = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.25x\sqrt{40}}{420} = 0{,}004$$

ρmin dipakai 0,004

$$m = \frac{fy}{0.85f'c} = \frac{420}{0{,}85x40} = 12{,}352$$

4.6.4.1 Penulangan Poer Jenis 1 Arah Sumbu X



Gambar 4.81 Pembebanan Poer Kolom Tipe 1
(Arah Sumbu X)

P_{max} = 68,856 ton
q = 3,6 x 1,2 x 2,4 = 10,94 ton/m
qu = 10,94 x 1,2 = 13,13ton/m

Contoh perhitungan digunakan saat kolom dijadikan sebagai perletakan jepit.

Momen yang bekerja :
$Mu_1 = 2.P_{max}.a - ½ qux. L^2$
= (2 x 68,856 x 0,95) - (½ x 13,13 x $(1,9)^2$)
= 107,1 t.m
= 107000000 N.mm

- Penulangan Serat Bawah

$$Rn = \frac{Mu}{\phi bdx^2} = \frac{107000000}{0{,}9.3800.1117{,}5^{\,2}} = 0{,}25$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{12.352}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x12.352x0{,}25}{420}}\right) =$$

ρ = 0,00059

$$\rho\ pakai = 0{,}004$$

ASperlu = ρbd = 0,004 x 1000 x 1117,5 = 4470 mm^2

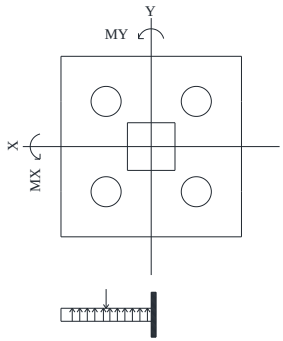
$$S = \frac{0{,}25x\pi x\emptyset^2 x1000}{Asperlu} = \frac{0{,}25x\pi x25^2 x1000}{4470} = 109{,}75\ mm$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25 - 100 mm.

- Penulangan Serat Atas

Sehingga digunakan tulangan lentur D22 - 200 mm.

4.6.4.2 Penulangan Poer Jenis 1 Arah Sumbu Y



Gambar 4.82 Pembebanan Poer Kolom Tipe 1 (Arah Sumbu Y)

P_{max} = 68,856 ton

q = 3,8 x 1,2 x 2,4 = 10,944 ton/m

qu = 10,944 ton/m x 1,2 = 13,133 ton/m

Contoh perhitungan digunakan saat kolom dijadikan sebagai perletakan jepit.

Momen yang bekerja :
Mu = $2.P_{max}.a$ - ½ qux. L^2
= (2 x 68,856 x 0,9) - (½ x 13,133 x $(1,55)^2$)
= 108,166 t.m
= 1081655966 N.mm
Contoh perhitungan digunakan saat kolom dijadikan sebagai perletakan sendi.

$$Rn = \frac{Mu}{\phi bdy^2} = \frac{1081655966}{0{,}9.3800.1092{,}5^{\,2}} = 0{,}26$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{12.352}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x12.352x0{,}26}{420}}\right) =$$

ρ = 0,00064

$$\rho\ pakai = 0{,}004$$

ASperlu = ρbd = 0,004 x 1000 x 1092,5 = 4370 mm^2

$$S = \frac{0{,}25x\pi x\emptyset^2x1000}{Asperlu} = \frac{0{,}25x\pi x25^2x1000}{4370} = 122{,}6\ mm$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25 - 100 mm.

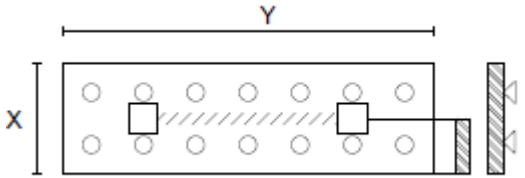
- Penulangan Serat Atas

Sehingga digunakan tulangan lentur D22 - 200 mm.

4.6.4.3 Penulangan Poer Jenis 2 Arah Sumbu X

P_{max} = 91,4 ton
P_{Kolom} = 504,4 ton
$P_{Shearwall}$ = 349,6 ton
$q_{Shearwall}$ = 48,5 ton/m
q_1 = 12,8 x 1,2 x 2,4 = 36,8 ton/m
qu_1 = 36,8 ton/m x 1,2 = 44,16 ton/m
q_2 = 3,8 x 1,2 x 2,4 = 10,9 ton/m

qu_2 = 10,9 ton/m x 1,2 = 13,08 ton/m



Gambar 4.83 Pembebanan Poer Kolom Tipe 2
(Arah Sumbu X)

Momen yang bekerja:

$Mu_1 = 7.P_{max}.a - ½\ qux.\ L^2$

= (7 x 91,4 x 0,9) - (½ x 44,16 x $(1,9)^2$)

= 490,12 t.m

= 4900000000 Nmm

Gambar 4. Bidang Momen Arah X Kondisi 1

Gambar 4. Bidang Momen Arah Y Kondisi 1

Mu_2 = 495,83 t.m = 4958300000 N.mm

- Penulangan Serat Bawah

$$Rn = \frac{Mu}{\phi bdx^2} = \frac{4958300000}{0{,}9.12800.1117{,}5^{\,2}} = 0{,}34$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{12.352}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x12.352x0{,}34}{420}}\right) =$$

ρ = 0,00008

$$\rho\ pakai = 0{,}004$$

ASperlu = ρbd = 0,004 x 1000 x 1117,5 = 4470 mm^2

$$S = \frac{0{,}25x\pi x\emptyset^2x1000}{Asperlu} = \frac{0{,}25x\pi x25^2x1000}{4470} = 109{,}7\ mm$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25 - 100 mm.

- Penulangan Serat Atas

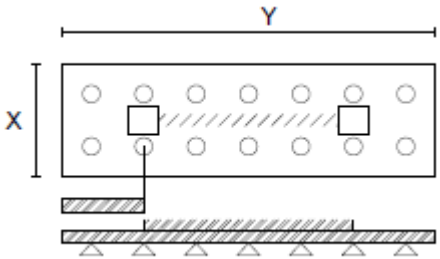
$$Asmin = \frac{1}{2}As = \frac{4370{,}25}{2} = 2185{,}125\ \text{mm2}$$

$$S = \frac{0{,}25x\pi x\emptyset^2x1000}{Asperlu} = \frac{0{,}25x\pi x25^2x1000}{2185{,}125} = 224{,}64\ mm$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25 - 300 mm

4.6.4.4 Penulangan Poer Jenis 2 Arah Sumbu Y

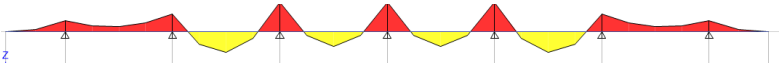
P_{max} = 91,4 ton
P_{Kolom} = 504,4 ton
$P_{Shearwall}$ = 349,6 ton
$q_{Shearwall}$ = 48,5 ton/m
q_1 = 12,8 x 1,2 x 2,4 = 36,8 ton/m
qu_1 = 36,8 ton/m x 1,2 = 44,16 ton/m
q_2 = 3,8 x 1,2 x 2,4 = 10,9 ton/m
qu_2 = 10,9 ton/m x 1,2 = 13,08 ton/m



Gambar 4.84 Pembebanan Poer Kolom Tipe 2
(Arah Sumbu Y)

Momen yang bekerja:
$Mu_1 = 7.P_{max}.a - ½ quy. L^2$
= (7 x 91,4 x 1,8) - (½ x 13,08 x $(1,9)^2$)
= 1128,03 t.m
= 11280300000 Nmm

Gambar 4.85 Bidang Momen Arah Y Kondisi 1



Gambar 4.86 Bidang Momen Arah Y Kondisi 2

Mu_2 = 51,86 t.m = 518600000 N.mm

- Penulangan Serat Atas

$$Rn = \frac{Mu}{\phi bdx^2} = \frac{518600000}{0{,}9.3800.1117{,}5^{\,2}} = 1{,}2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{12.352}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x12.352x1{,}2}{420}}\right) =$$

ρ = 0,002

$$\rho\ pakai = 0{,}004$$

ASperlu = ρbd = 0,004 x 1000 x 1092,5 = 4370 mm^2

$$S = \frac{0{,}25x\pi x\emptyset^2 x1000}{Asperlu} = \frac{0{,}25x\pi x25^2 x1000}{4370} = 112{,}2\ mm$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25 - 100 mm.

- Penulangan Serat Bawah

$$Asmin = \frac{1}{2}As = \frac{4370{,}25}{2} = 2185{,}125\ \text{mm2}$$

$$S = \frac{0{,}25x\pi x\emptyset^2 x1000}{Asperlu} = \frac{0{,}25x\pi x25^2 x1000}{2185{,}125} = 224{,}64\ mm$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25 - 300 mm

4.6.5 Perencanaan Kolom Beton

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder maupun balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi.

Dimensi Kolom = 100/100 cm
Tebal decking (d') = 40 mm
Mutu tulangan (f_y) = 420 Mpa
Mutu beton (f'_c) = 40 Mpa

4.4.1.2 Kontrol Dimensi Kolom

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diperoleh beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom:

Pu_{max} : 5044,39 kN
Vu_{max} : 81,45 kN
Tu_{max} : 15,11 kNm
Mx : 439,82 kNm
My : 443,79 kNm

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar $\geq A_g \times \frac{f`_c}{10}$, maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.
  1000 mm > 300 mm
- Rasio dimensi besar dari 0,4
  Rasio b/h = 1000/1000 = 1 > 0,4

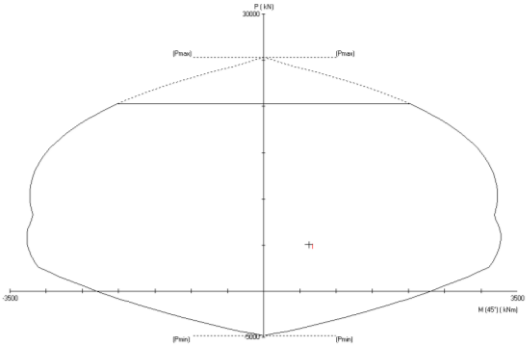
Dari hasil program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 5044,39 kN

$$5044{,}39 \text{ kN} \geq 1000 \times 1000 \times \frac{40}{10} \times \frac{1}{1000}$$

5044,39 kN ≥ 4000 kN **(OK)**

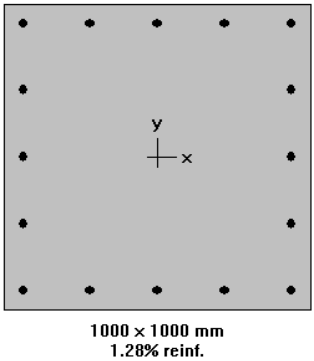
4.4.1.3 Penulangan Longitudinal Kolom

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu spColumn, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut:



Gambar 4.87 Diagram Interaksi Kolom 100/100

Dari hasil spColumn Design diatas, didapatkan tulangan longitudinal yang dapat dipakai adalah **16D32**.



Gambar 4.88 Hasil Penulangan Pcacol

Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom
ØMn = 2314.76 kNm > Mu = 443,79 kNm **(OK)**

4.6.3.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal pada Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang, Ast, tidak boleh kurang dari 0.01 Ag atau lebih dari 0.06 Ag.

Ast = 12816 mm^2

Ag = 1000000 mm^2

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program spColumn diperoleh Tulangan longitudinal: 16D32, dengan rasio tulangan = 1,28 %.

0.01Ag < As < 0.06 Ag

10000 mm^2 < 12816 mm^2 < 60000 mm^2 **(OK)**

4.6.3.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2: kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$\emptyset Pn = 0{,}8\,\emptyset\,\left(0{,}85\,f'c(Ag - Ast) + fy\,(Ast)\right)$
Dimana:
Pu = 5044,39 kN
Φ = 0,65
Ag = 1000 x 1000 = 1000000 mm^2
Ast = 12 ¼ π 32^2 = 12816 mm^2
Sehingga:
$\emptyset Pn = 0{,}8x0{,}65\left(0{,}85x40(1000000 - 12816) + 420\,(12816)\right)$
$\emptyset Pn$= 20252427,52 N
$\emptyset Pn$= 20252,427 kN $>$ Pu= 5044,39 kN (OK)

4.6.3.4 Persyaratan "*Strong Column Weak Beam*"

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2 tentang kekuatan lentur minimum kolom menyatakan persamaan:

$$\sum M_{nc} > 1{,}2\sum M_{nb}$$

Di mana ΣM_{nc} adalah momen kapasitas kolom dan ΣM_{nb} merupakan momen kapasitas balok. Mnc dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur rendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memerika syarat *strong column weak beam*. Setelah didapat jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan *strong column weak beam*. ΣM_{nc} didapat dari diagram interaksi aksial dan momen kolom sebesar 2314,76 kN.m.

Nilai M_{nb} dicari dari jumlah balok yang menyatu dengan kolom 1000x1000, yang dapat dihitung dengan rumus $M_{nb} = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \times 0{,}8$, di mana nilai

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0{,}85 \times fc' \times b}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0{,}85 \times fc' \times b} = \frac{1230 \times 420}{0{,}85 \times 30 \times 400} = 50{,}64 \text{ mm}$$

$$M_{nb} = A_{s,terpasang} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1230 \times 420 \times \left(433 - \frac{50{,}64}{2} \right) \times 0.8$$

$$M_{nb} = 168{,}4 \text{ kNm}$$

$$1{,}2 \sum M_{nb} = 1{,}2 \left(M_{nb}^{+} + M_{nb}^{-} \right) = 1{,}2(168{,}4 + 168{,}4) = 404{,}1 \text{ kNm}$$

Sehingga persyaratan untuk *strong column weak beam*:

$$\sum M_{nc} > 1{,}2 \sum M_{nb}$$

2314,76 kNm > 404,1 kNm **(OK)**

4.6.3.5 Kontrol Gaya Tekan terhadap Gaya Geser Rencana

Gaya geser rencana, Ve, untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1.

Fs = 1,25 x Fy = 1,25 x 420 = 525 Mpa

Ln = 4000 – 600 = 3200 mm

Mpr = 197,378 kNmm

$$\text{Vex} = \frac{2\ x\ Mpr}{Ln} = \frac{2\ x\ 4737050}{3200} = 123{,}36\ kN$$

$$\text{Vex} = 123{,}36\ kN > Vu = 81{,}45 \text{ kN } (\mathbf{OK})$$

4.6.3.6 Perhitungan Tulangan Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3, ujung-ujung kolom sepanjang Lo harus dikekang oleh tulangan trasversal (A_{sh}) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3.

Pemasangan Tulangan di Daerah Sendi Plastis

Jarak Tulangan Maksimum :

- 1/4 $b_{kolom} = \frac{1}{4} \times 1000 = 250\ mm$
- $6d_b = 6 \times 32 = 192\ mm$
- 100 mm ≤ S ≤ 150 mm
- $S_o = 100 + \left(\frac{350 - (hx)}{3} \right) = 116{,}2\ mm$

Sehingga digunakan jarak tulangan sendi plastis **100 mm.**

Ash_{min} sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut:

b_{cx} = 1000 – 2 x 40 – 2 x 16 = 888 mm

A_{ch} = (1000 – 2 x 40 – 2 x 16)^2 = 788544 mm^2

$$A_{shx} = 0.3 \frac{s\ b_c\ f'c}{fyt}\left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right]$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{100\ \times 888\ \times 40}{420}\left[\frac{1000000}{788544} - 1\right]$$

$$A_{shx} = 680{,}36\ mm^2$$

$$A_{sh1} = 0{,}09 \frac{s\ b_c\ f'c}{fyt}$$

$$A_{sh1} = 0{,}09 \frac{100 \times 888 \times 40}{420}$$

$= 761{,}14\ mm^2$ (menentukan)

Sehingga digunakan **4D16-130**

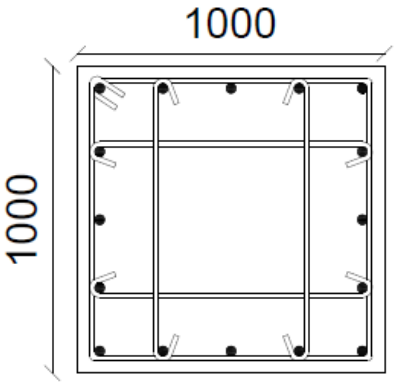
A_{sh} = 804,571 mm^2 > 718,285 mm^2

Pemasangan Tulangan di Luar Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

- 6 x db = 6 x 32 = 192 mm
- 150 mm

Maka dipakai s = **150 mm**; sehingga menjadi **4D16-150**



Gambar 4.89 Penulangan Kolom

Tabel 4.43 Rekapitulasi Dimensi Kolom

Tower A & B			
Tumpuan		Lapangan	
Longitudinal	16D32	Longitudinal	16D32
Sengkang	4D16-100mm	Sengkang	4D16-100

4.6.6 Perencanaan Sloof Pondasi

Struktur balok sloof berfungsi agar penurunan yang terjadi pada pondasi (pilecap) bergerak bersama-sama, dengan kata lain balok sloof merupakan pengaku yang menghubungkan antar pondasi (pilecap). Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sloof sendiri, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Data perencanaannya sebagai berikut :

Dimensi sloof = 400 × 600 mm

Mutu beton (f_c) = 40 MPa

Mutu baja (f_y) = 420 Mpa

Tulangan utama = D22
Tulangan sengkang = Ø10
Selimut beton = 40 mm
Bentang = 7,2 m
Gaya aksial kolom = 5044,39 kN
P_U sloof = 10% x 4789,86 = 504,439 kN = 504439 N

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof yang didesain sebagai pengikat horizontal antara *poer* harus diporoposikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 400

$$\frac{l}{20} = \frac{7200}{20} = 360 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm}$$

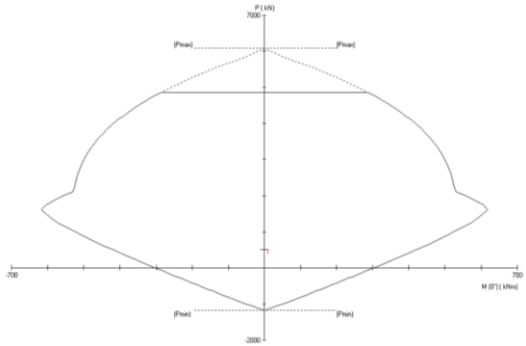
Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 400 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.

4.6.6.1 Penulangan Lentur Sloof

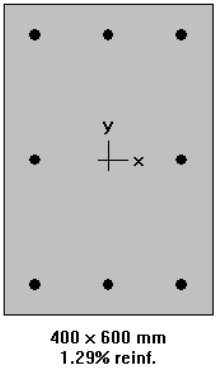
Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya seperti penulangan pada kolom.

Konstruksi sloof merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya koefisien momen tersebut ditentukan pada SNI 2847-2013 Pasal 8.3.3, sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini:

q_d = 0,4 × 0,6 × 2400 = 576 kg/m
q_u = 1,2 × 576 = 691,2 kg/m
$M_{u\ tumpuan} = \frac{1}{12} \times q_u \times l^2$
$= \frac{1}{12} \times 691{,}2 \times 7{,}2^2$
= 2985,98 kgm = 29,85 kNm
$Pu_{\ Sloof}$ = 504,439 kN



Gambar 4.89 Diagram Interaksi Sloof



Gambar 4.90 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn

Dari analisis spColumn didapat :
ρ = 0,0106
Dipasang tulangan = 8 D22 (As = 3096 mm2)

- Cek lebar sloof

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

2 x selimut beton (c = 40 mm)	= 2 x 40 = 80 mm
2 x sengkang (Ø = 10 mm)	= 2 x 10 = 20 mm
3 x D22	= 3 x 22 = 66 mm
2 kali jarak antara 25 mm	= 2 x 25 = 50 mm
Total	= 216 mm

Total lebar < Lebar balok 400 mm ternyata cukup untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris.

4.6.6.2 Penulangan Geser Sloof

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut:

Ag = 400 x 600 = 240000 mm^2
d = 600 – 40 – 10 – 22/2 = 539 mm

$$\text{Vc} = 0{,}17\left(1+\frac{Pu}{14\,Ag}\right)\lambda\sqrt{f'c}\times bw\times d$$

$$\text{Vc} = 0{,}17\left(1+\frac{504439}{14.240000}\right)1\sqrt{40}\times 400\times 539$$

$$\text{Vc} = 266609{,}02\ N$$

$$\text{Ø}\text{Vc} = 0{,}75\ x\ 318308{,}0708 = 199956{,}7715\ N = 19995{,}6\ kg$$

$$Vu = \frac{1}{2}.qu.l = \frac{1}{2}.842{,}4.8 = 2488{,}32\ kg$$

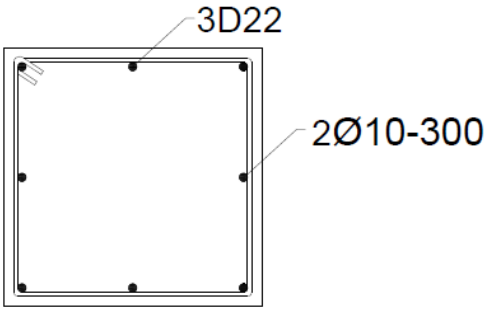
$\phi V_c > V_u$

$19995{,}6 > 2488{,}32$ (tidak perlu tulangan geser)

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

- $\frac{d}{2} = \frac{539}{2} = 269{,}5\ mm$
- s = 300 mm

Dipasang sengkang 2Ø10 – 300 mm.



Gambar 4.91 Penulangan Sloof

BAB V
PENUTUP

5.1 Kesimpulan

5.1.1 Hasil dari perhitungan struktur sekunder

Tabel 4.44 Plat Atap Floor Deck

Plat Atap Floor Deck		
Tower	**Tebal Plat**	**Tulangan Wire Mesh**
A	9cm	M6-50
B	9cm	M6-50

Tabel 4.45 Plat Lantai Floor Deck

Plat Lantai Floor Deck		
Tower	**Tebal Plat**	**Tulangan Wire Mesh**
A	9cm	M10-150
B	9cm	M10-150

Tabel 4.46 Plat Beton Floor Deck

Pelat Beton					
Tower	**Tipe Pelat**	**Bentang (m)**		**Dipakai**	
		Ly	**Lx**	**Arah X**	**Arah Y**
A	P2	7,2	3,6	D10 - 100	D10 - 200
	P3	3,6	2	D10 - 100	D10 - 200
B	P2	7,2	3,6	D10 - 100	D10 - 200
	P3	3,6	2	D10 - 100	D10 - 200

Tabel 4.47 Balok Anak Beton

Balok Anak Beton							
Tower	Tipe	Tumpuan			Lapangan		
		Positif	Negatif	Sengkang	Positif	Negatif	Sengkang
A	BA1	2D22	3D22	D13-300mm	3D22	2D22	D13-200mm
B	BA1	2D22	3D22	D13-300mm	3D22	2D22	D13-200mm

Tabel 4.48 Balok Anak Atap

Balok Anak Atap				
Tower	Tipe	Bentang (m)		Profil
		Ly	Lx	
A	BA 4	7,2	2,4	WF 400x300x9x14
	BA 5	7,2	3,6	WF 400x300x9x14
B	BA 4	7,2	2,4	WF 400x300x9x14
	BA 5	7,2	3,6	WF 400x300x9x14

Tabel 4.49 Balok Anak Lantai

Balok Anak Lantai				
Tower	Tipe	Bentang (m)		Profil
		Ly	Lx	
A	BA 2	7,2	2,4	WF 400x300x9x14
	BA 3	7,2	3,6	WF 400x300x9x14
B	BA 2	7,2	2,4	WF 400x300x9x14
	BA 3	7,2	3,6	WF 400x300x9x14

Tabel 4.50 Tangga

Tangga		
Tower A & B		
Data Perencanaan Tangga		
Tinggi Antar Lantai	420	cm
Panjang Bordes	320	cm
Panjang Tangga	420	cm
LebarTangga	170	cm
Lebar Injakan (i)	30	cm
Tinggi Injakan (t)	15	cm
Lebar Pegangan Tangga	20	cm
Jumlah Injakan	60	cm
Jumlah Tanjakan	14	cm
Jumlah Injakan (n)	13	buah
Lebar Bordes	100	cm
a	27	º
Profil dan Ukuran		
Balok Bordes	WF 100x50x5x7	
Balok Utama Tangga	WF 350x175x6x9	
Balok Penumpu Tangga	WF 250x125x5x8	
Penyangga Pelat Injak	Siku 60x60x10	
Pelat Anak Tangga	t = 4mm	
Pelat Bordes	t = 7mm	

5.1.1 Hasil dari perhitungan struktur primer

Tabel 4.51 Plat Floor Deck

Tower A	Tower B
Kolom CFT 700x700x28 (Lt. 1-6)	Kolom CFT 700x700x28 Lt, 1-6
Kolom CFT 550x550x28 (Lt. 7-12)	Kolom CFT 600x600x28 Lt. 7-12
Balok Induk Melintang 450x300x10x15	Balok Anak Atap 400x300x9x14
Balok Induk Memanjang 500x300x11x15	Balok Anak Lantai 400x300x9x14
Balok Anak Atap 400x300x9x14	Balok Induk Melintang 600x300x12x17
Balok Anak Lantai 400x300x9x14	Balok di Luar Link Melintang 600x300x12x17
Balok di Luar Link Melintang 450x300x10x15	Link Melintang 600x300x12x17
Balok di Luar Link Memanjang 500x300x11x15	Balok Induk Memanjang 500x300x11x15
Link Melintang 450x300x10x15	Balok di Luar Link Memanjang 500x300x11x15
Link Memanjang 500x300x11x15	Link Memanjang 500x300x11x15
Bracing Melintang 300x200x8x12	Bracing Melintang 300x300x11x17
Bracing Memanjang 300x200x8x12	Bracing Memanjang 350x250x8x12
Floor Deck	Floor Deck
Pelat Beton	Pelat Beton
Pelat Beton Besmen	Pelat Beton Besmen
Kolom Beton Besmen 100/100	Kolom Beton Besmen 100/100
Balok Induk Melintang Besmen 30/50	Balok Induk Melintang Besmen 30/50
Balok Induk Memanjang Besmen 30/50	Balok Induk Memanjang Besmen 30/50
Balok Anak Besmen 30/40	Balok Anak Besmen 30/40
Shear Wall	Shear Wall

5.2 Saran

Saran untuk Tugas Akhir ini adalah:

1. Dapat menjadi rujukan untuk bangunan tahan gempa
2. Dapat dilakukan perencanaan lebih lanjut mengenai teknis dan metode pelaksanaan
3. Perlu pengawasan khusus untuk proses pengerjaan.

DAFTAR PUSTAKA

American Institute of Steel Construction, 2010. Seismic Provision for Structural Steel Buildings. AISC, Inc.

ATC 40, 1996, Seismic Evaluation and retrofit of Concrete Buildings, Volume 1, California.

Badan Standardisasi Nasional . 2015 . SNI 1729-2015 : Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural . Jakarta . Badan Standardisasi Nasional

Badan Standarisasi Nasional. 2002. Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002). Bandung : BSN

Badan Standarisasi Nasional. 2002. Beban Minimum Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2013). Bandung : BSN

Badan Standardisasi Nasional . 2012 . SNI 1726-2012 : Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung. Jakarta . Badan Standardisasi Nasional

Badan Standardisasi Nasional . 2015 . SNI 2847-2013 : Persyaratan beton structural untuk bangunan gedung. Jakarta . Badan Standardisasi Nasional

Departemen Pekerjaan Umum, 1983. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung (PPIUG 1983). Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.

Engelhardt, Michael D., 2007. Design Of Seismic Resistant Steel Building Structures. USA : University of Texas

Engelhardt, Michael D., Popov, Egor P. 1989. On Design of Eccentrically Braced Frames, Earthquake Spectra Vol. 5, No.3.

G. Salmon, Charles & E. Johnson, Jhon . 1991 .”Struktur Baja desain dan Perilaku Jilid 2 Edisi Kedua” . Jakarta : Erlangga

Isdarmanu, Marwan. 2006. “Buku Ajar Struktur Baja I”. Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan. Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Setiawan, Agus. 2008. Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD (Berdasarkan SNI 03 – 1729 – 2002). Jakarta : Erlangga.

Sosrodarsono, Suyono dan Nakazawa, Kazuto. 1994. Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi. Jakarta : PT Pradnya Paramita.

Wahyudi, Herman .1999 . “Daya Dukung Pondasi Dangkal. Surabaya” : Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS

Wijaya, Yan Parta. 2010. “ Studi Stabilitas Pada Sistem Portal Baja Berpengaku Eksentrik (Eccentrically Braced Frame)”. Rekayasa Sipil Volume VI, Nomor 1, April 2010.

LAMPIRAN

SOIL MECHANIC LABORATORY
CIVIL ENGINEERING PROGRAM
FACULTY OF ENGINEERING, UAJY
44 BABARSARI STREET, YOGYAKARTA 55281
Tel: +62-274-487711 ext. 1055
Fax: +62-274-487748

Boring Number:

BH-1

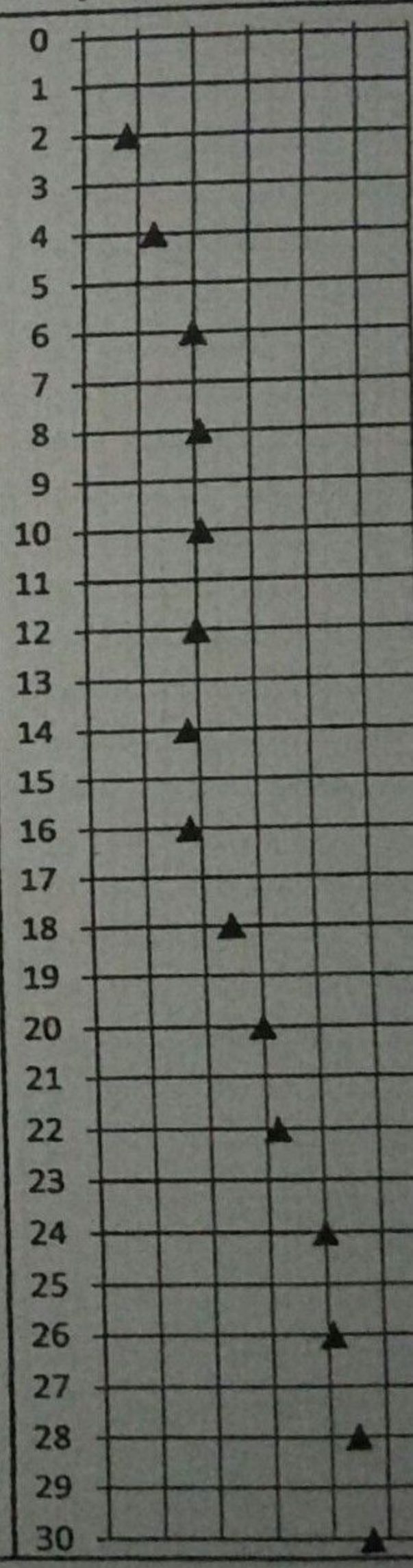
BOR LOG

PROJECT TITLE : Star Condotel
PROJECT LOCATION : Condongcatur, Gejayan, Yogyakarta
GROUND ELEVATION : - 1,25 m from road level
HOLE SIZE : 7.295cm
GROUND WATER LEVEL : - 10,00 m from ground level
WEATHER CONDITION : FINE
ESTIMATED SEASONAL HIGH : -

LIENT:
ROJECT CONTRACT NUMBER:
ATE STARTED: 25 Juni 2013
ATE COMPLETED : 25 Juni 2013
RILLING CONTRACTOR: SOIL MECH. LAB. UAJY
RILLING METHOD: ROTARY SPINDLE, SKID MOUNTED TYPE
OGGED BY: Mukarob, CS.
HECKED BY: SOIL MECH. LAB, UAJY

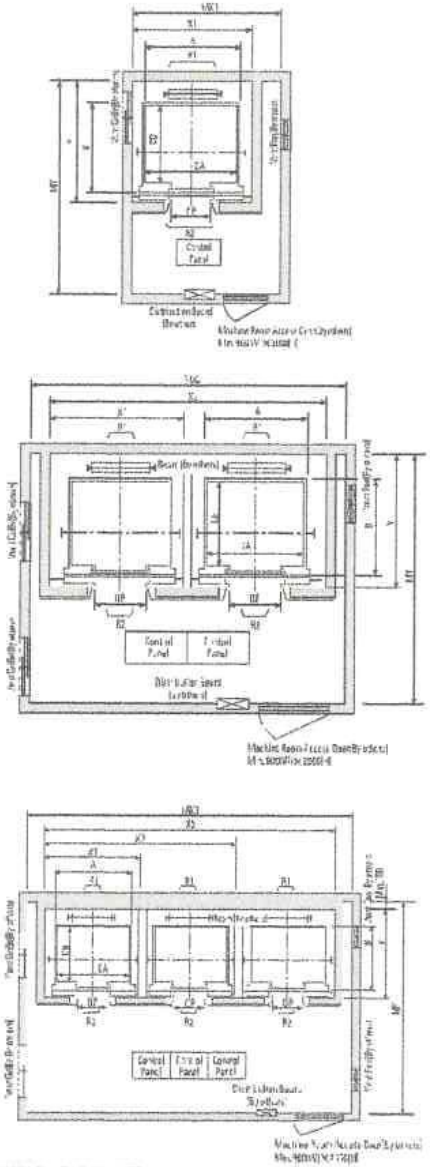
Depth (m)	Graph Log	Material Description (field observations)	Contact Depth (m)	Sample Number	Blow Counts (N Value) N1	N2	N3	Nv	Water Level Elevation (m)
1		Urug	2						
2					3	3	5	8	
3		Pasir (coklat)	2						
4					5	6	7	13	
5		Pasir (coklat, hitam) terdapat Andesit Ø 10-15 cm	5						
6					6	9	11	20	
7									
8					8	10	11	21	
9									
10		Pasir kasar (coklat, hitam)	3	I	8	10	11	21	-10.00
11									
12					8	9	11	20	
13									
14		Pasir halus (coklat, hitam)	4		7	9	9	18	
15				II					
16					7	9	9	18	
17									
18		Pasir kasar (coklat, hitam)	4		10	10	15	25	
19									
20					12	15	15	30	
21									
22		Batu pasir (coklat, hitam)	4		12	15	17	32	
23									
24					15	18	22	40	
25									
26		Pasir sedang (coklat, hitam)	3		15	18	23	41	
27									
28		Pasir halus (coklat, hitam)	3		17	20	25	45	
29									
30					17	21	26	47	

SPT Value

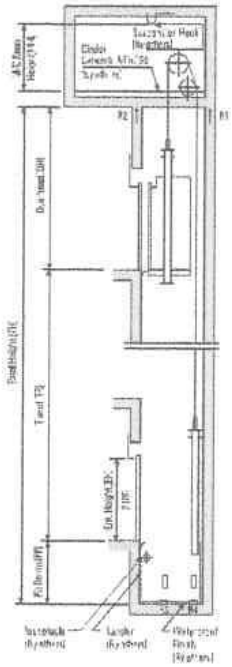


Layout Plan - LUXEN(Gearless Elevators) 1~2.5m/sec

Plan of Hoistway & Machine Room



Section of Hoistway



Standard Dimensions & Reactions

(Unit: mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Clear Opening	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
				Internal	External	1Car	2Cars	3Cars	Depth	1Car	2Cars	3Cars	Depth				
	Persons	kg	OP	CA × CB	A × B	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY	R1	R2	R3	R4
1	6	450	800	1400× 650	1460 × 1065	1800	3700	5600	1430	2000	4000	6000	3200	3600	2000	5400	4500
	8	550	800	1400 × 1350	1460 × 1185	1900	3700	5600	1610	2000	4000	6000	3400	4050	2250	6000	4900
	9	600	900	1400 × 1130	1460 × 1285	1900	3700	5600	1710	2000	4000	6000	3600	4100	2450	6200	5100
	10	700	900	1400 × 1250	1460 × 1405	1900	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700	6900	5400
1.5	11	750	900	1400 × 1350	1460 × 1505	1900	3700	5600	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800	7100	5600
	13	900	900	1600 × 1350	1660 × 1505	2050	4200	6350	1980	2200	4400	6800	3750	5100	3250	8100	6300
1.75	15	1000	900	1600 × 1500	1660 × 1655	2050	4200	6350	2130	2300	4400	6800	3850	5430	4300	9600	6200
2 and	17	1150	1000	1800 × 1600	1900 × 1670	2250	4800	7250	2180	2400	4900	7500	3900	6400	5100	11000	8700
			1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2550	5200	7850	2030	2800	5200	8000	3800				
2.5 and	20	1280	1000	1800 × 1700	1900 × 1970	2250	4800	7250	2380	2400	4900	7500	4200	7800	6400	12200	9400
			1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2550	5200	7850	2180	2800	5200	8000	4000				
	24	1600	1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2550	5200	7850	2430	2900	5400	8500	4200	8500	6300	14600	10400
				2150 × 1600	2250 × 1770	2700	5500	8300	2280	3000	5600	8700	4200				

Notes: 1. A two hoistway is mandatory in buildings. For application to over 16-storied buildings, the hoistway dimensions shall be at least 5% larger considering the sloping of the hoistways.
2. A two dimensional landing door opening, for applicable dimensions, refer to group entry layout, on page 1 (typical).
3. Where non-standard capacities and dimensions are required to meet local code, consult Hyundai.
4. The capacity (persons) is calculated at 65kg/person, [1kN ≒ 75kg/person].
5. A two dimensional are applied in case the car is standard. In case fire protection door that the clear opening is over 1800mm is applied, hoistway size for 1 set at least be applied above 'X' dimension plus 100mm.
6. In case of 2m/sec and 2.5m/sec, hoistway size is above plus 100mm, the machine room size is above plus 100mm.

(Unit: mm)

Speed (m/sec)	Overhead (O H)	Pit (PP)	M/C Room Height (MH)
1	4600	1500	2200
1.5	4800	1800	2400
1.75	5000	2100	2400
2	5000	2100	2600
2.5	5500	2400	2600

Notes: 1. Machine room temperature should be maintained below 42°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 95%.
2. The minimum hoistway dimensions are shown on the above table. There are some allowances should be made considering the sloping of the hoistways.
3. The minimum machine room height should be 2800mm in case of the traction machine with double isolation pad.
4. For gearless (1:1 roping) elevators, the minimum machine room height should be 2400 mm.

Penggunaan

1. Lantai beton : pabrik, gudang, gedung bertingkat, parkir, dll
2. Dinding beton : gedung bertingkat, perumahan, penyekat ruangan, dll
3. Jalan beton, konstruksi cakar ayam, landasan pesawat terbang
4. Saluran irigasi, saluran drainase, bronjong
5. Kerangka kolom dan balok praktis untuk perumahan
6. Dinding penahan, dinding pemikul beban di dalam gedung
7. Pagar, teralis, kandang hewan

Applications

1. *Concrete floor : factory, warehouse, high rise building, car park, etc*
2. *Concrete wall : high rise building, houses, room divider, etc*
3. *Rigid pavement, strip footing construction, landing strip*
4. *Irrigation and drainage open channels, gabion basket*
5. *Non structural column and beam reinforcement for houses*
6. *Retaining wall, structural wall inside the building*
7. *Fence, railings, cages*

PERENCANAAN & DESAIN

PLANNING & DESIGN

Perhitungan Konversi

Mengganti tulangan biasa (U-24)
dengan JKBL Union (U-50)

Rumus :

$$\text{Luas JKBL union (U-50)} = \text{Luas tulangan biasa (U-24)} \times \frac{\text{Tegangan leleh U-24}}{\text{Tegangan leleh U-50}}$$

Contoh :

Diketahui : Tulangan U-24
Diameter = 10 mm
Jarak spasi = 150 mm
Luas tulangan = 5,24 cm²/m'

$$\text{Luas JKBL union} = 5{,}24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2}$$

$$= 2{,}515 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

Dari Tabel diperoleh : JKBL Union
Diameter 7 mm dengan spasi 150 mm
Luas 2,57 cm²/m'

Conversion Calculation

Substituting union wire mesh (U-50)
for ordinary reinforcement (U-24)

Formula :

$$\textit{Union Wire Mesh area (U-50)} = \textit{Mild Steel bar area (U-24)} \times \frac{\textit{Yield stress U-24}}{\textit{Yield stress U-50}}$$

Example :

Given : Mild Steel bar U-24
Diameter = 10 mm
Spacing = 150 mm
Cross sectional area = 5.24 cm²/m'

$$\textit{Union Wire Mesh area} = 5.24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2{,}400 \text{ kg/cm}^2}{5{,}000 \text{ kg/cm}^2}$$

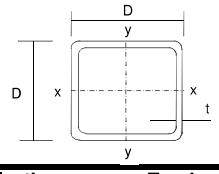
$$= 2.515 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

From the Table is obtained : Union Wire Mesh
Diameter 7 mm with 150 mm spacing
Area 2.57 cm²/m'

TABEL LUAS PENAMPANG KAWAT / *WIRE AREA TABLE*

Diameter Kawat Ø *Wire Diameter* (mm)	Luas Kawat Ø *Wire Area* (cm²)	Jumlah Luas Penampang Kawat (cm²/m') Menurut Spasinya Setiap Arah *Total Wire Area (cm²/m') According to Spacing Each Direction*											
		Spasi / *Spacing* (mm)											
		50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325
4.0	0.126	2.51	1.68	1.26	1.01	0.84	0.72	0.63	0.56	0.50	0.46	0.42	0.39
4.5	0.159	3.18	2.12	1.59	1.27	1.06	0.91	0.80	0.71	0.64	0.58	0.53	0.49
5.0	0.196	3.93	2.62	1.96	1.57	1.31	1.12	0.98	0.87	0.79	0.71	0.65	0.60
5.5	0.238	4.75	3.17	2.38	1.90	1.58	1.36	1.19	1.06	0.95	0.86	0.79	0.73
6.0	0.283	5.65	3.77	2.83	2.26	1.88	1.62	1.41	1.26	1.13	1.03	0.94	0.87
6.5	0.332	6.64	4.42	3.32	2.65	2.21	1.90	1.66	1.47	1.33	1.21	1.11	1.02
7.0	0.385	7.70	5.13	3.85	3.08	2.57	2.20	1.92	1.71	1.54	1.40	1.28	1.18
7.5	0.442	8.84	5.89	4.42	3.53	2.95	2.52	2.21	1.96	1.77	1.61	1.47	1.36
8.0	0.503	10.05	6.70	5.03	4.02	3.35	2.87	2.51	2.23	2.01	1.83	1.68	1.55
8.5	0.567	11.35	7.57	5.67	4.54	3.78	3.24	2.84	2.52	2.27	2.06	1.89	1.75
9.0	0.636	12.72	8.48	6.36	5.09	4.24	3.64	3.18	2.83	2.54	2.31	2.12	1.96
9.5	0.709	14.18	9.45	7.09	5.67	4.73	4.05	3.54	3.15	2.84	2.58	2.36	2.18
10.0	0.785	15.71	10.47	7.85	6.28	5.24	4.49	3.93	3.49	3.14	2.86	2.62	2.42
12.0	1.131	22.62	15.08	11.31	9.05	7.54	6.46	5.65	5.03	4.52	4.11	3.77	3.48
16.0	2.011	40.21	26.81	20.11	16.08	13.40	11.49	10.05	8.94	8.04	7.31	6.70	6.19

Super Hot Columns



Submerged arc welded steel tubes

Designation Size D D	Thickness t	Mass Per Metre	Area Of Section A	Second Moment Of Inertia I	Radius Of Gyration r	Elastic Modulus Z	Plastic Modulus S	Torsional Constant J	Torsional Constant C	Surface Area Per Metre
mm	mm	kg/m	cm^2	cm^2	cm	cm^3	cm^3	cm^4	cm^3	m^2/m
450x450	25	321	409	120600	17.2	5359	6427	197700	8088	1.71
	28	355	452	131200	17.0	5830	7047	217300	8813	1.70
	32	399	509	144100	16.8	6404	7826	242000	9707	1.69
500x500	25	360	459	169400	19.2	6778	8074	275300	10220	1.91
	28	399	508	184900	19.1	7396	8874	303300	11160	1.90
	32	450	573	204000	18.9	8161	9886	338900	12340	1.89
	36	498	635	221500	18.7	8860	10840	372500	13430	1.88
550x550	25	399	509	230000	21.3	8362	9909	371000	12590	2.11
	28	443	564	251600	21.1	9149	10910	409400	13790	2.10
	32	500	637	278600	20.9	10130	12190	458600	15300	2.09
	36	555	707	303500	20.7	11040	13400	505400	16700	2.08
	40	608	775	326500	20.5	11870	14540	549800	18000	2.06
600x600	25	439	559	303400	23.3	10110	11930	486600	15220	2.31
	28	487	620	332700	23.2	11090	13160	537700	16700	2.30
	32	550	701	369400	23.0	12310	14730	603400	18570	2.29
	36	611	779	403700	22.8	13460	16220	666300	20330	2.28
	40	671	855	435500	22.6	14520	17640	726400	21970	2.26
	45	743	947	472000	22.3	15730	19320	797600	23880	2.25
	50	813	1036	504900	22.1	16830	20880	864200	25610	2.23
650x650	25	478	609	391000	25.3	12030	14140	623900	18100	2.51
	28	531	676	429500	25.2	13220	15620	690300	19890	2.50
	32	600	765	478100	25.0	14710	17510	775900	22170	2.49
	36	668	851	523700	24.8	16110	19320	858200	24320	2.48
	40	734	935	566400	24.6	17430	21050	937200	26340	2.46
	45	814	1037	615900	24.4	18950	23100	1031000	28700	2.45
	50	891	1136	661000	24.1	20340	25030	1120000	30880	2.43
	60	1040	1323	739100	23.6	22740	28530	1282000	34720	2.39
700x700	25	517	659	494100	27.4	14120	16540	784900	21220	2.71
	28	575	732	543500	27.2	15530	18280	869200	23360	2.70
	32	651	829	606200	27.0	17320	20530	978300	26080	2.69
	36	724	923	665400	26.9	19010	22670	1084000	28660	2.68
	40	797	1015	721200	26.7	20610	24760	1185000	31110	2.66
	45	885	1127	786300	26.4	22470	27220	1307000	33980	2.65
	50	970	1236	846300	26.2	24180	29560	1422000	36650	2.63
	60	1130	1443	951700	25.7	27190	33830	1635000	41410	2.59
750x750	25	556	709	613800	29.4	16370	19120	971300	24600	2.91
	28	619	788	676000	29.3	18030	21160	1077000	27110	2.90
	32	701	893	755300	29.1	20140	23790	1213000	30320	2.89
	36	781	995	830600	28.9	22150	26320	1345000	33370	2.88
	40	859	1095	901900	28.7	24050	28760	1473000	36280	2.86
	45	955	1217	985500	28.5	26280	31680	1627000	39710	2.85
	50	1050	1336	1063000	28.2	28350	34460	1774000	42920	2.83
	60	1230	1563	1202000	27.7	32040	39590	2046000	48700	2.79
800x800	25	596	759	751500	31.5	18790	31900	1185000	28220	3.11
	28	663	844	828500	31.3	20710	24250	1315000	31140	3.10
	32	751	957	927100	31.1	23180	27290	1483000	34870	3.09
	36	837	1067	1021000	30.9	25530	30230	1646000	38440	3.08
	40	922	1175	1110000	30.7	27760	33070	1804000	41840	3.06
	45	1030	1307	1216000	30.5	30400	36480	1995000	45880	3.05
	50	1130	1436	1314000	30.3	32860	39740	2178000	49680	3.03
	60	1320	1683	1492000	29.8	37290	45790	2521000	56590	2.99

PC SPUN PILE CONCRETE PRODUCT

Description

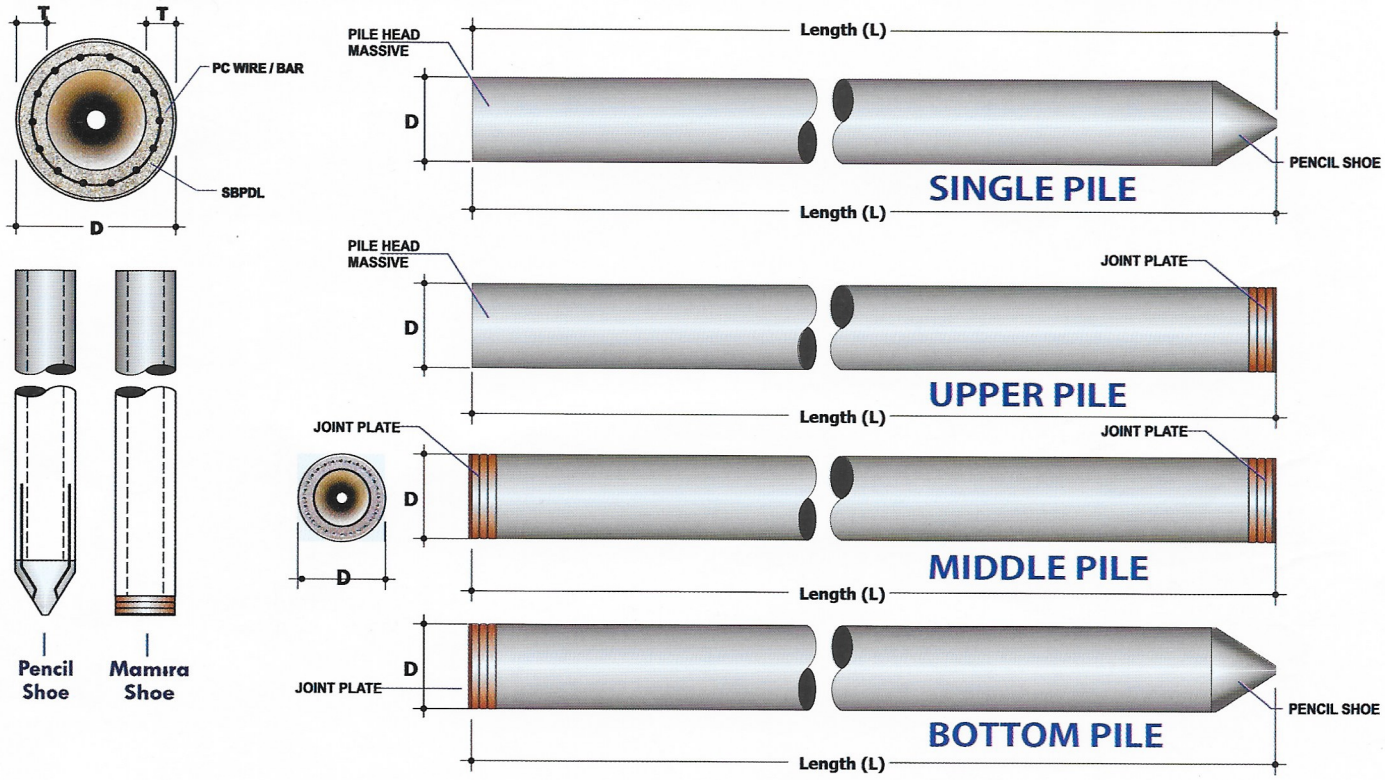
Type of pile	:	Prestressed Concrete Spun Pile
Splice system	:	Welded at steel joint plate
Type of shoe	:	Pencil (Standard Product) Mamira (Special Design)
Method of Driving	:	Diesel or Hydraulic Hammer

PT WASKITA BETON PRECAST TBK

Design and Manufacturing References

JIS A 5335 - 1987	Prestressed Concrete Spun Pile
ACI 543 - 00	Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles
SNI 03-2847-2002	Indonesian Concrete Code

Shape and Dimension



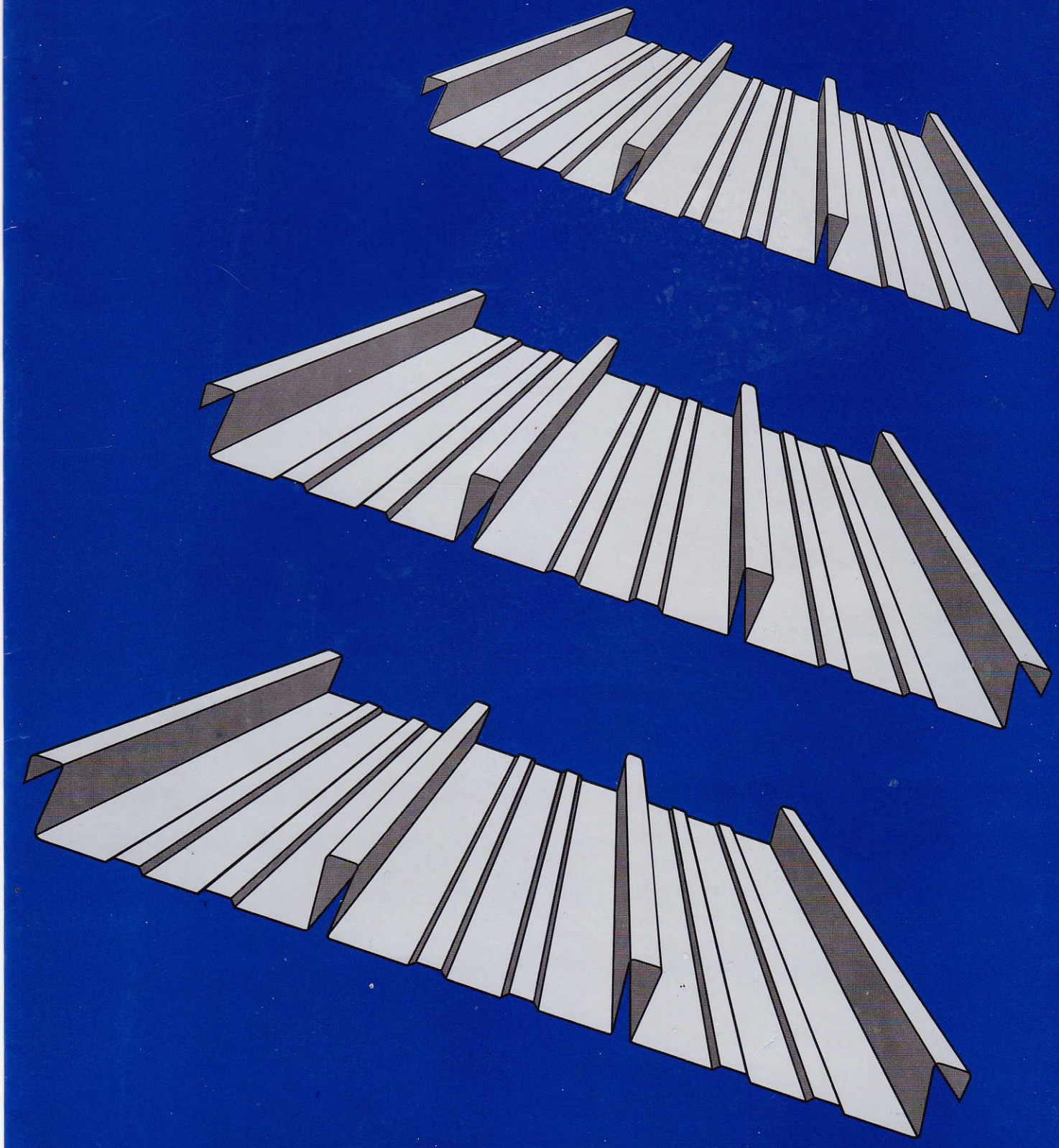
Specification of Material

Item	Reference	Description	Specification
Aggregate	ASTM C33 - 1999 NI 2 PBI - 1971	Standard Specification for Concrete Aggregate Indonesian Concrete Code	
Cement	SNI 15-2049 - 2004	Portland Cement	Standard product : Type I Special order : Type II or V
Adimixture	ASTM C494 - 1985	Standard Specification for Chemical Adimixture for Concrete	Type F : Water reducing adimixtures
Concrete	SNI 03-2847 - 2002	Indonesian Concrete Code	Conpressive strength at : 28 days : 600kg/cm^2 (cube)
PC Wire	JIS G 3536 - 1999	Uncoated Stress-Relleved Steel Wire and strand for Prestressed Concrete	SWPD 1
PC Bar	JIS G 3137 - 1994	Small Size Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	SBPDL 1275 / 1420
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2000	Low Carbon Steel Wire	SWMA / SWMP
Join Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steel for General Structure	SS - 400
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 1990	Structural Welding Code-steel	AWS AS.1 / E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent

Classification

Outside Diameter D	Wall Thickness T	Class	Concrete Cross Section	Unit Weight	Length L	Bending Moment		Allowable Axial Load
						Crack	Ultimate	
(mm)	(mm)		(cm^2)	(kg/m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)	(ton)
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
		C				4.00	8.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	9.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
		C				12.50	25.00	134.90
500	90	A1	1.159	290	6 - 16	10.50	15.75	185.30
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
		B				15.00	27.00	174.90
		C				17.00	34.00	169.00
600	100	A1	1.571	393	6 - 16	17.00	25.50	252.70
		A2				19.00	28.50	249.00
		A3				22.00	33.00	243.20
		B				25.00	45.00	238.30
		C				29.00	58.00	229.50
800	120	A1	2.564	641	6 - 24	40.00	60.00	412.00
		A2				45.00	67.50	408.20
		A3				49.00	73.50	400.70
		B				55.00	99.00	385.20
		C				65.00	130.00	373.10
1000	140	A1	3.782	946	6 - 24	75.00	112.50	614.40
		A2				81.00	121.50	606.40
		A3				95.00	142.50	589.30
		B				105.00	189.00	571.20
		C				120.00	240.00	555.70
1200	150	A1	4.948	1.237	6 - 24	120.00	180.00	759.10
		A2				134.00	201.00	791.10
		A3				156.00	234.00	768.00
		B				170.00	306.00	736.70
		C				200.00	400.00	718.20

Super Floor Deck®



Super Floor Deck® adalah bahan lembaran panel berbentuk plat gelombang yang terbuat dari baja struktural bermutu tinggi dengan High-tensile steel JIS 3302 (570 N/mm2), dan berfungsi sebagai bekisting tetap dan penulangan positif satu arah pada lantai beton bangunan bertingkat.
Tebal bahan yang tersedia adalah 0.75 mm dan 1.00 mm dengan lapisan seng minimum 220 gr/m2.

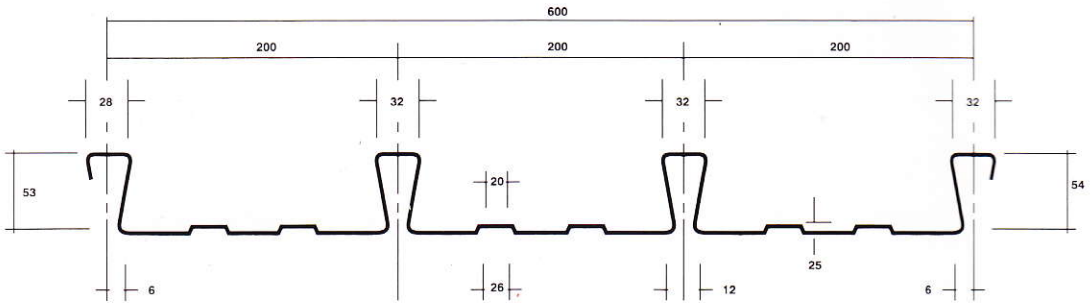
Super Floor Deck® dapat dipesan sesuai panjang yang dIbutuhkan. Untuk memudahkan dalam pemasangan dan pengangkutan, dianjurkan panjang maximum 12 meter.

KEUNGGULAN-KEUNGGULAN *Super Floor Deck*®

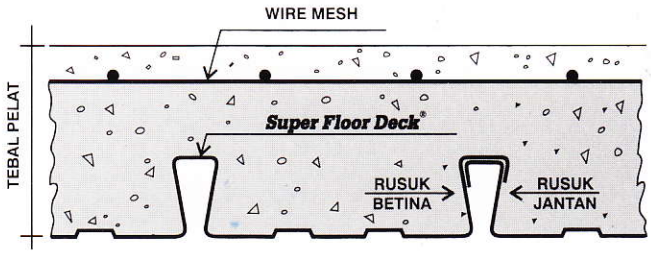
- pemasangan yang cepat dan mudah.
- Sebagai pengganti tulangan positif searah.
- Ketahanannya terhadap kebakaran lebih baik.
- Dapat difinishing dengan cat sebagai plafond.
- Baja berkekuatan tinggi yang memberlkan platform kerja yang lebih aman.

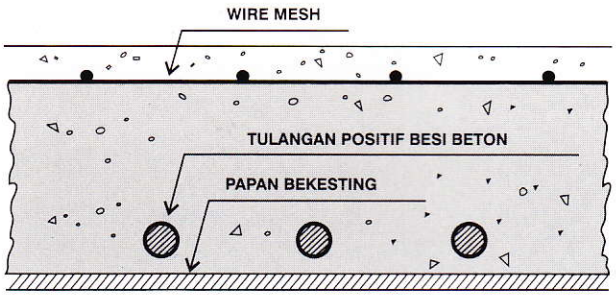
SPESIFIKASI

Bentuk gelombang dan ukuran ***Super Floor Deck***®



Berat per satuan luas : 10,10 Kg/M2 untuk ketebalan 0,75 mm
Berat per satuan panjang : 6,06 Kg/M2



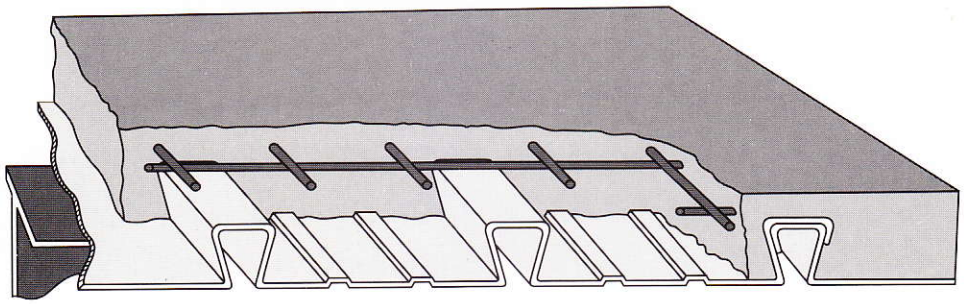


SUPER KOMPOSIT PELAT BETON

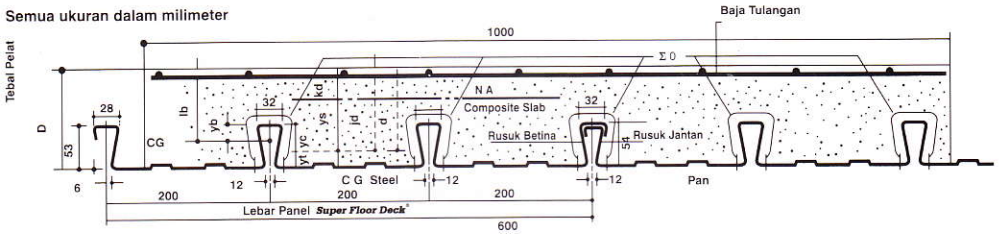
KONVESIONAL PELAT BETON

PERBANDINGAN	Jenis Bekesting	Bentang m	Beban kg/m2	Tebal cm	Tulangan Positif
KONVENSIONAL PELAT BETON	Kayu	4.5	400	14	O 12 mm
SUPER KOMPOSIT PELAT BETON	***Super Floor Deck***®	4.5	400	11	Tidak Perlu

Super Floor Deck®



PERENCANAAN:
Plat Lantai Komposit



Tabel Perencanaan Praktis

Tabel Perencanaan Praktis berikut ini bisa membantu dalam perencanaan penggunaan ***Super Floor Deck***® untuk suatu bangunan antara lain:

- Menunjukan tabel plat beton untuk bentang tunggal, bentang ganda, dan bentang menerus.
- Kebutuhan tulangan negatif, serta perhitungan luas penampangnya, pada bentang ganda atau bentang menerus.
- Ketebalan plat beton pada bentang tertentu, serta berbagai beban (Super Imposed Load)
- Tiang penyangga sementara yang dibutuhkan untuk meniadakan lendutan awal pada waktu beton dan ***Super Floor Deck***® belum berfungsi.

TABEL 1 : SIFAT PENAMPANG *Super Floor Deck*® PERLEBAR 1000 MM

Tebal Pelat	Berat per satuan luas	Luas penampang	Penampang efektif penuh		Momen lentur positif			Momen lentur negatif			Ie	Gaya reaksi aman untuk perletakan tepi			Gaya reaksi aman untuk perletakan tengah		
			Yc	Yt	Ip	Zpc	Zpt	In	Znc	Znt		10 mm perletakan 10 mm Of Bearing	Pertambahan per 10 mm Increm, Per 10 mm	max	10 mm perletakan 10 mm Of Bearing	Pertambahan per 10 mm Increm, Per 10 mm	Max
mm	kg / m²	mm²	mm	mm	10^6 x mm⁴	10^3 x mm³	10^3 x mm³	10^6 x mm⁴	10^3 x mm³	10^3 x mm³	10^6 x mm⁴	KN	KN	KN	KN	KN	KN
0.75	10.1	1241	38.6	15.4	0.511	13.15	33.14	0.309	10.21	10.73	0.425	3.76	0.99	8.11	15.01	1.14	19.19

Catatan : Ip = momen inersia profil panel untuk daerah momen positif
Notes
In = idem untuk daerah momen negatif
Znt = momen tahanan, puncak rusuk dalam daerah momen negatif (tegangan tarik)
Znc = idem, dasar dek dalam daerah momen negatif (tegangan tekan)
Zpc = idem, puncak rusuk, dalam daerah momen positif (tegangan tekan)
Zpt = idem, dasar dek, dalam daerah momen positif (tegangan tarik)
Ie = momen inersia ekivalen untuk perhitungan lendutan bentang menerus
= Ip (1.26 - 0.26 Ip/In)

TABEL 2 : TABEL PERENCANAAN PRAKTIS

Super Floor Deck® 0.75 MM		BENTANG TUNGGAL TANPA TULANGAN NEGATIF SAMPLE SPAN CONDITION WITHOUT NEGATIVE REINFORCEMENT							BENTANG GANDA DENGAN TULANGAN NEGATIF DOUBLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT														BENTANG MENERUS DENGAN TULANGAN NEGATIF MULTIPLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT													
BEBAN BERGUNA SUPER IMPOSED LOAD KG/M2		200	300	400	500	600	750	1000	200		300		400		500		600		750		1000		200		300		400		500		600		700		1000	
TIANG PENYANGGA PROPPING	BENTANG SPAN M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M
TANPA PENYANGGA NO. PROPS	1.50	9	9	9	9	9	9	9	9	0.75	9	0.91	9	1.07	9	1.24	9	1.40	9	1.66	9	2.08	9	0.59	9	0.73	9	0.85	9	0.98	9	1.11	9	1.31	9	1.65
	1.75	9	9	9	9	9	9	10	9	1.03	9	1.25	9	1.48	9	1.71	9	1.94	9	2.29	10	2.53	9	0.81	9	0.99	9	1.17	9	1.35	9	1.53	9	1.81	10	2.00
	2.00	9	9	9	9	9	9	10	9	1.36	9	1.65	9	1.95	9	2.26	9	2.57	9	3.04	10	3.35	9	1.07	9	1.31	9	1.55	9	1.79	9	2.03	9	2.39	10	2.65
	2.25	9	9	9	9	9	10	11	9	1.73	9	2.12	9	2.50	9	2.90	9	3.29	9	3.89	11	3.85	9	1.37	9	1.68	9	1.98	9	2.30	9	2.60	9	3.08	11	3.04
	2.50	9	9	9	9	9	10	14	9	2.16	9	2.65	9	3.13	9	3.62	9	4.11	10	4.29	14	3.69	9	1.71	9	2.09	9	2.48	9	2.86	9	3.25	10	3.39	14	2.92
SATU BARIS PENYANGGA ONE ROW PROPS	2.75	10	10	10	10	11	12	15	9	2.64	9	3.24	9	3.83	10	3.94	11	4.02	12	4.29	15	4.23	9	2.09	9	2.25	9	3.02	10	3.11	11	3.18	12	3.39	15	3.33
	3.00	10	10	10	11	12	13		9	3.17	9	3.87	10	4.10	11	4.28	12	4.41	13	4.74			9	2.51	9	3.07	10	3.25	11	3.38	12	3.49	13	3.75		
	3.25	11	11	11	12	13	14		10	3.41	10	4.13	10	4.87	12	4.65	13	4.83	14	5.22			10	2.70	10	3.27	10	3.84	12	3.67	13	3.82	14	4.12		
	3.50	12	12	12	12	13	15		11	3.68	11	4.42	11	5.18	12	5.44	13	5.64	15	5.71			11	2.90	11	3.49	11	4.09	12	4.29	13	4.46	15	4.51		
	3.75	13	13	13	13	14			11	4.25	11	5.11	11	5.99	13	5.83	14	6.09					11	3.36	11	4.04	11	4.73	13	4.61	14	4.81				
DUA BARIS PENYANGGA TWO ROW PROPS	4.00	14	14	14	14	15			12	4.55	12	5.43	12	6.33	14	6.24	15	6.55					12	3.59	12	4.28	12	4.99	14	4.93	15	5.17				
	4.50								13	5.49	13	6.51	14	7.06	15	7.53							13	4.34	13	5.14	14	5.58	15	5.95						
	5.00								15	6.20	15	7.27	15	8.90									15	4.90	15	5.73	15	6.58								

Catatan :
- BEBAN MATI (BERAT SENDIRI *Super Floor Deck*® DAN PELAT BETON) SUDAH DIPERHITUNGKAN
- BEBAN BERGUNA DALAM TABEL ADALAH JUMLAH BEBAN HIDUP DAN BEBAN-BEBAN FINISHING LAINNYA
- MUTU BAJA TULANGAN U - 48

CARA PEMASANGAN

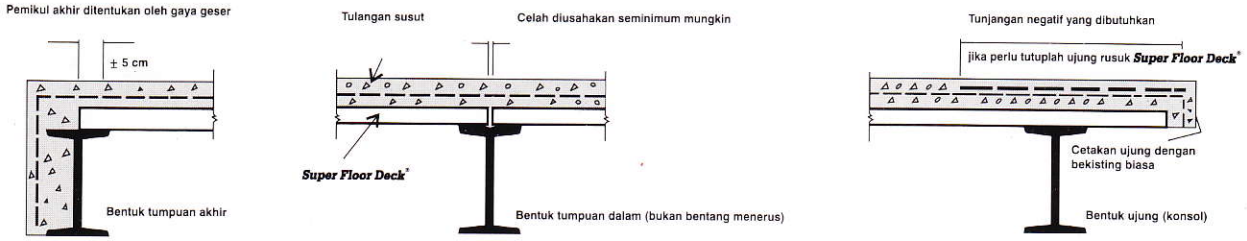
Lembaran ***Super Floor Deck***® diletakan diatas balok-balok pemikul (beam), baik diatas kontruksi beton maupun pada kontruksi baja, kemudian segera dimatikan/dipakukan atau di-las, jika perletakan di alas kontruksi baja. Hal tersebut untuk menghindari dari geseran perletakan lembaran ***Super Floor Deck***® pada kedudukannya. Cara perletakan ***Super Floor Deck***® pada umumnya minimum 5 cm dari bibir balak pemikul. Untuk sambungan arah memanjang, jarak perletakan ***Super Floor Deck***® satu dengan lainya diusahakan seminimal mungkin. Usahakan perletakan lembaran ***Super Floor Deck***® bisa menutup dua atau tiga bentangan balok pemikul (continuous span), agar lebih praktis dan menghemat waktu baik dalam pemasangan maupun dalam pengangkutan. Lembaran ***Super Floor Deck***® pada waktu beton masih basah berfungsi sebagai bekisting dan merupakan lantai kerja paling aman bagi pekerja lainnya. Tapi hindarkan terjadinya pemusatan beban diatas lembaran ***Super Floor Deck***® yang belum berfungsi tersebut. Disarankan, gunakanlah papan balok kayu untuk lintasan jalan para pekerja.

CARA PEMASANGAN PADA KONSTRUKSI BAJA

Setelah konstruksi baja selesai dipasang dan balok-balok (beam) nya sudah dilot water pas, lembaran ***Super Floor Deck***® segera dIpasang. Biasanya pada konstruksi baja pemasangan ***Super Floor Deck***® dengan cara bentang menerus, kemudian dimatikan dengan las listrik atau paku tembak.

Syarat-syarat cara pengikatan

1. Dengan cara pengelasan:
   Pada bagian ujung ***Super Floor Deck***® dan dibawah kaki rusuk dilas dengan las cantum berdiameter 1 cm. Pada balok pemikul tengah, lembaran dilas pada bagian rata kaki rusuk betina disetiap lembaran ***Super Floor Deck***®. Mutu kawat las yang digunakan berukuran 3,25 mm, dengan baja celulose AC/DC bermutu tinggi. Cara pengelasannya dilakukan dari atas ke bawah.
2. Dengan cara pemakuan:
   Bisa dengan paku keling biasa atau paku tembak. Bisa juga menggunakan paku berdiameter 4 mm. Kalau balok pemikul baja (beam) diperhitungkan sebagai balok T komposit, maka bisa digunakan paku berdiameter 10- 16 mm dilas ke balok baja pemikul dan berfungsi sebagai penahan geser.

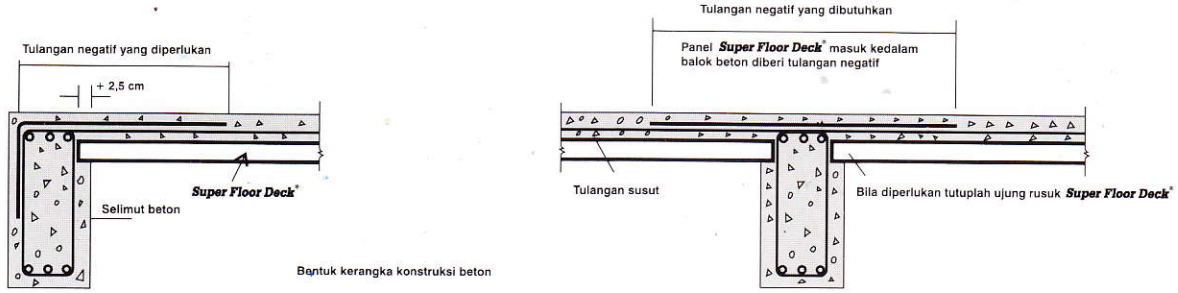


CARA PEMASANGAN PADA KONSTRUKSI BETON

Memasang lembaran ***Super Floor Deck***® di atas konstruksi beton pada umumnya dipasang sebagai bentang tunggal karena pengecoran balok dan lantai bersamaan, yaitu untuk menghemat waktu pekerjaan cor dan supaya menghasilkan balok T sesuai perencanaan.

Syarat-syarat cara pengikatan

1. Lembaran ***Super Floor Deck***® dipasang diantara dua balok pemikul sebagai bentang tunggal. Ada dua cara pemasangan. yaitu lembaran ***Super Floor Deck***® dimatikan pada balok pemikul yang sudah dicor atau diletakkan di atas papan bekisting balok pemikul/dinding dengan jarak 2,5 cm dari sisi balok, sebelum balok/dinding dicor.
2. Lembaran ***Super Floor Deck***® dipasang di atas beberapa balok pemikul sebagai bentang menerus. Pada waktu pengecoran balok-balok pemikul, siapkan angkur-angkur atau stek besi yang akan ditanam ke dalam coran beton tadi. ***Super Floor Deck***® diletakkan setelah dilubangi sesuai dengan jarak angkur-angkur atau stek besi tersebut. Setelah angkur-angkur/stek besi dibengkokkan, selanjutnya pengecoran dilaksanakan.

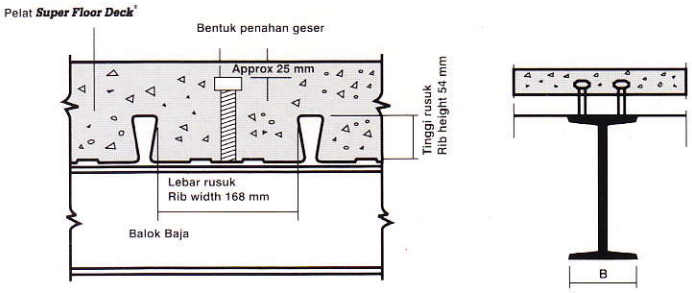


TIANG PENYANGGA SEMENTARA

Sebelum ***Super Floor Deck***® dicor dengan adukan beton, terlebih dahulu disangga oleh tiang penyangga sementara, terbuat dari kayu dolken atau papan, terutama untuk bentang basar. Hal ini untuk menghindari lendutan akibat pembebanan sementara ***Super Floor Deck***® belum berfungsi. Biasanya tiang penyangga sementara ini dilepas setelah beton berumur 7 sampai 14 hari.

PENAHAN GESER

Penahan geser dibutuhkan untuk ikatan antara lantai beton dengan balok pemikul dibawahnya. Terbuat dari basi baton dengan diameter antara 10 sampai 16 mm. Ada juga yang dibuat seeara khusus. Tinggi maksimum di bawah permukaan akhir plat baton 2 cm. Adapun jaraknya harus dihitung berdasarkan diagram gaya lintang balok.



TULANGAN SUSUT

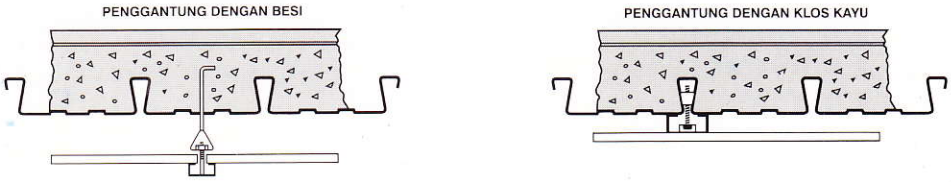
Disarankan memakai Tulangan Susut yang berfungsi selain untuk mengatasi keretakan lantai beton akibat perubahan temperatur dan juga menyebarkan pembebanan. Untuk plat tebal antara 9-12 cm, bisa digunakan jaring kawat berdiameter 5 mm dan 6 mm untuk tebal antara 13-16 cm

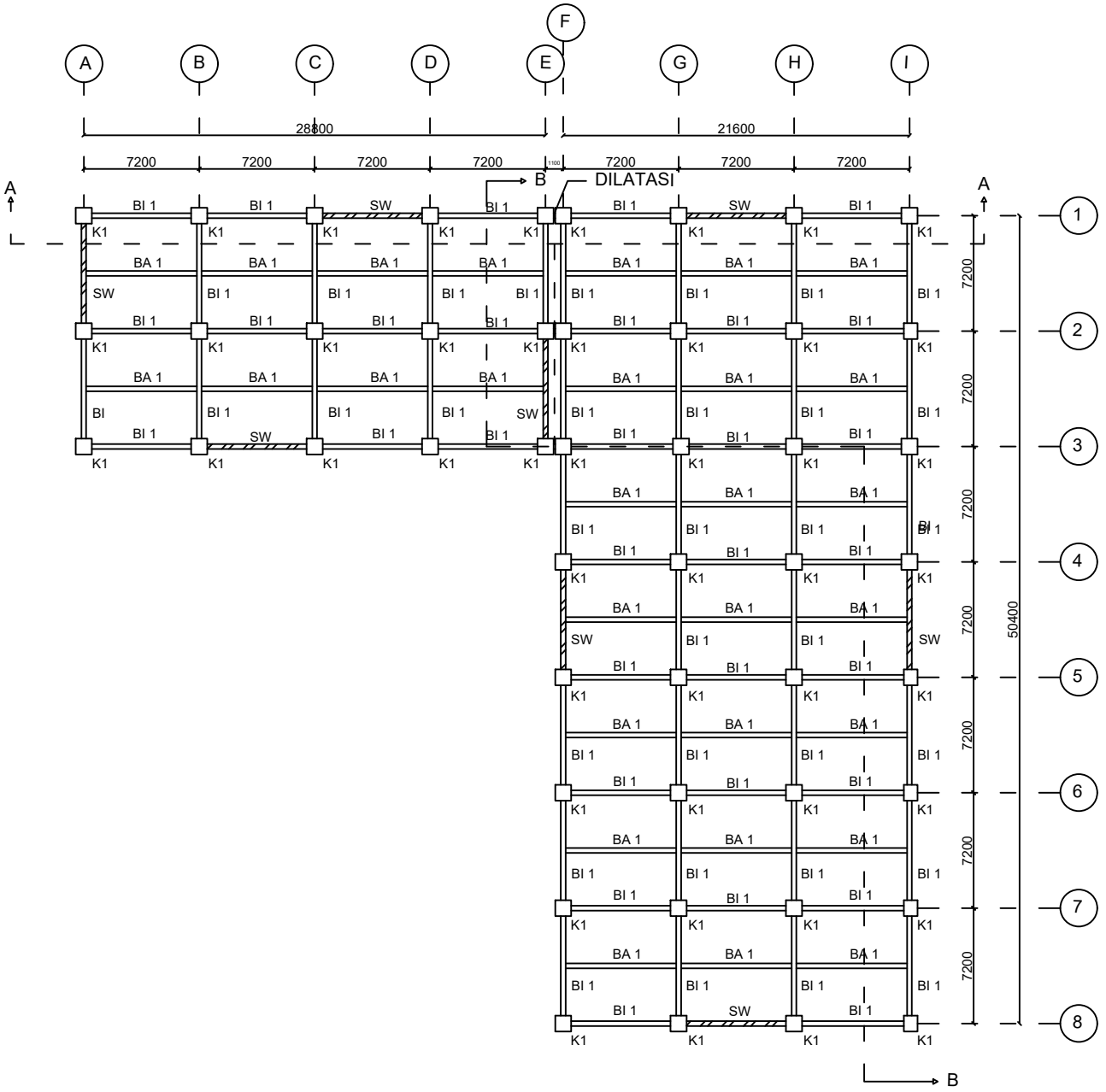
SYARAT-SYARAT MUTU BETON

Disarankan kekuatan tekanan karakteristik minimun 200 kg/Cm2 (K-200) dan harus tercapai setelah beton berumur 28 hari dan harus memenuhi syarat - syarat PBI 1971 (NI - 2)

PEKERJAAN LANGIT-LANGIT

Langit-langit yang menggantung bisa dibuat penggantung dari kawat baja yang di tanam ke dalam plat beton sebelum di-cor. Atau pada alur gelombang ***Super Floor Deck***® dipasang rusuk dari kayu dan berfungsi sebagai pengikat. Penyemprotan dengan bahan plesteran seperti gips, vermikulit, bisa langsung disemprotkan kepermukaan bagian bawah ***Super Floor Deck***®





Denah Balok Kolom Lantai 1

SKALA 1 : 400

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

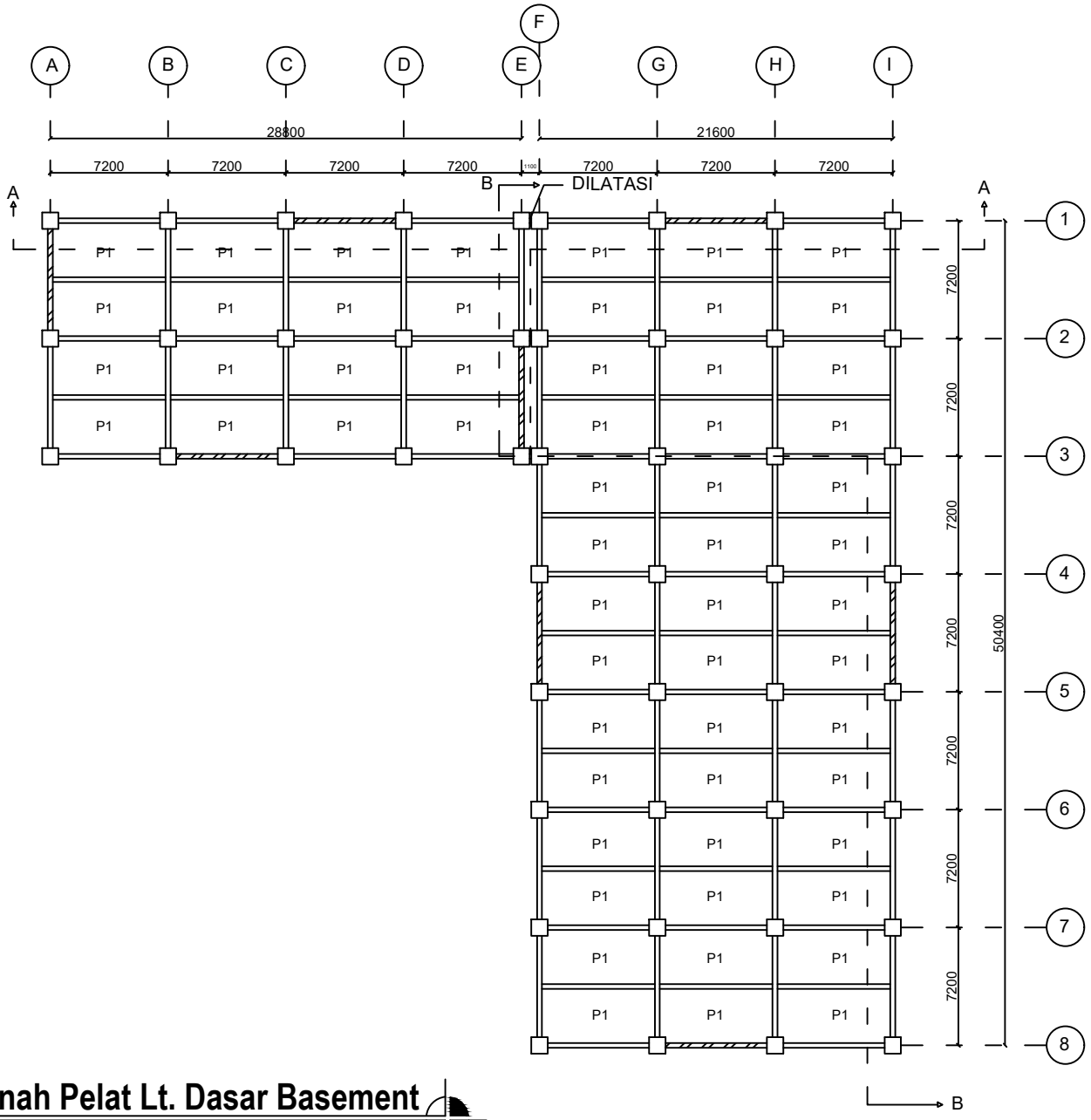
BI1 = Balok Induk Beton 30 / 50 cm
BA1 = Balok Anak Beton 30 / 40 cm
K1 = Kolom Beton 100 / 100 cm
SW = Shear Wall t = 30 cm

Nama Mahasiswa

Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

Nama Gambar	Skala
Denah Balok Kolom Lantai 1	1 : 400

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	1	32



Denah Pelat Lt. Dasar Basement

SKALA 1 : 400

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

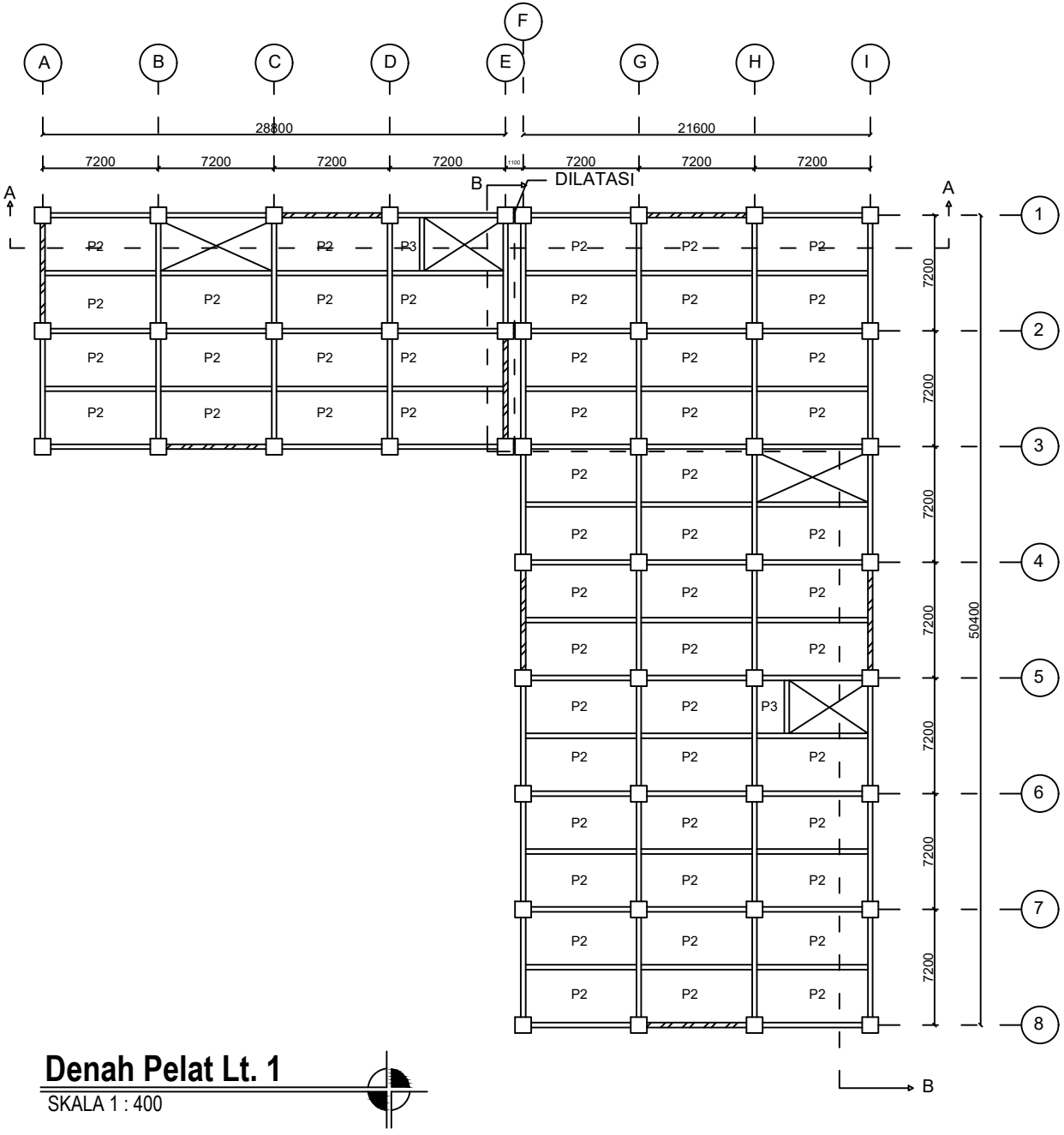
P1 = Tebal Pelat 22cm

Nama Mahasiswa

Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

Nama Gambar	Skala
Denah Pelat Lantai Basement	1 : 400

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	2	32



Denah Pelat Lt. 1

SKALA 1 : 400

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

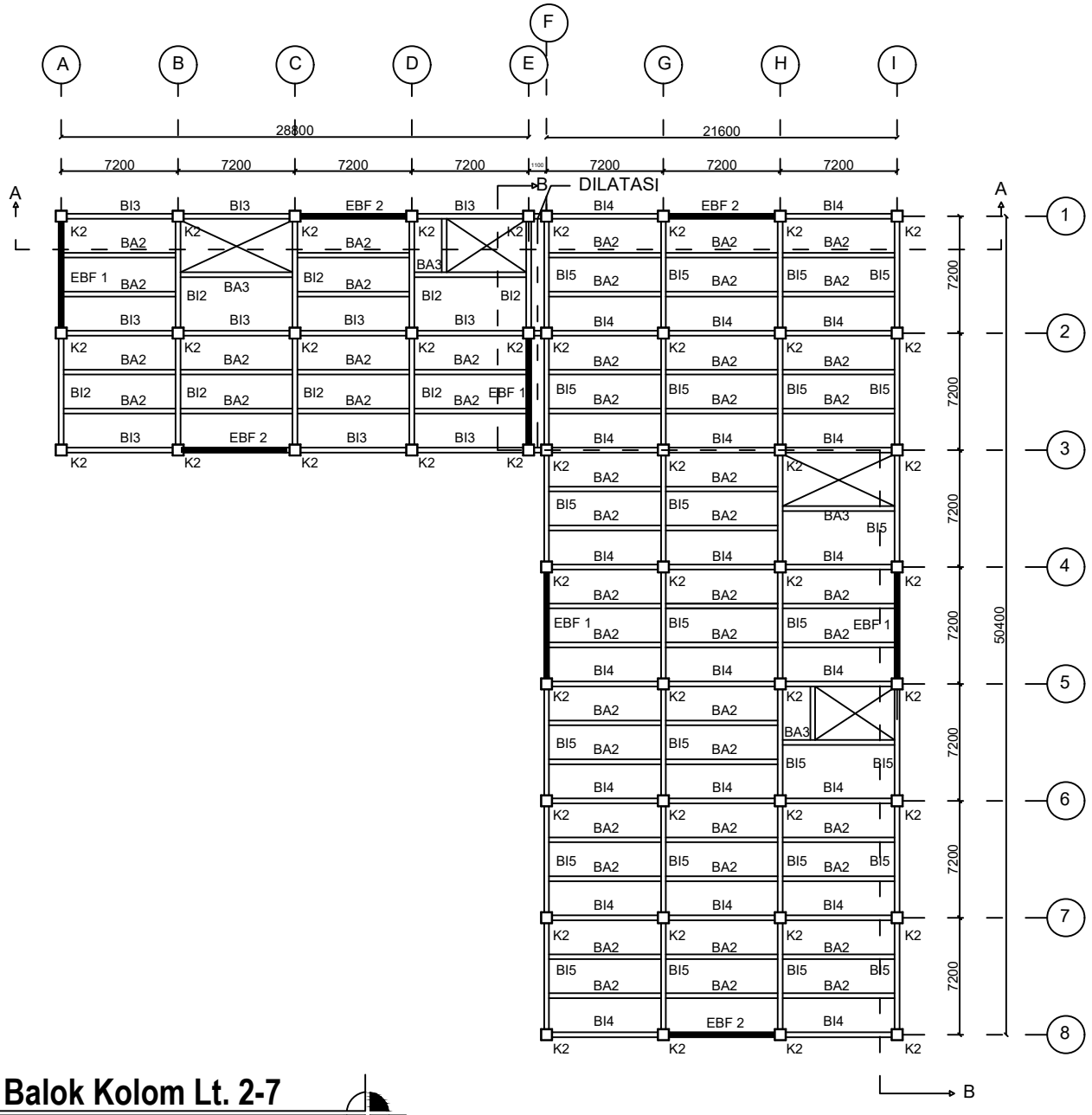
P2 = Tebal Pelat 13cm
P3 = Tebal Pelat 13cm

Nama Mahasiswa

Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

Nama Gambar	Skala
Denah Lantai 1	1 : 400

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	3	32



Denah Balok Kolom Lt. 2-7

SKALA 1 : 400

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

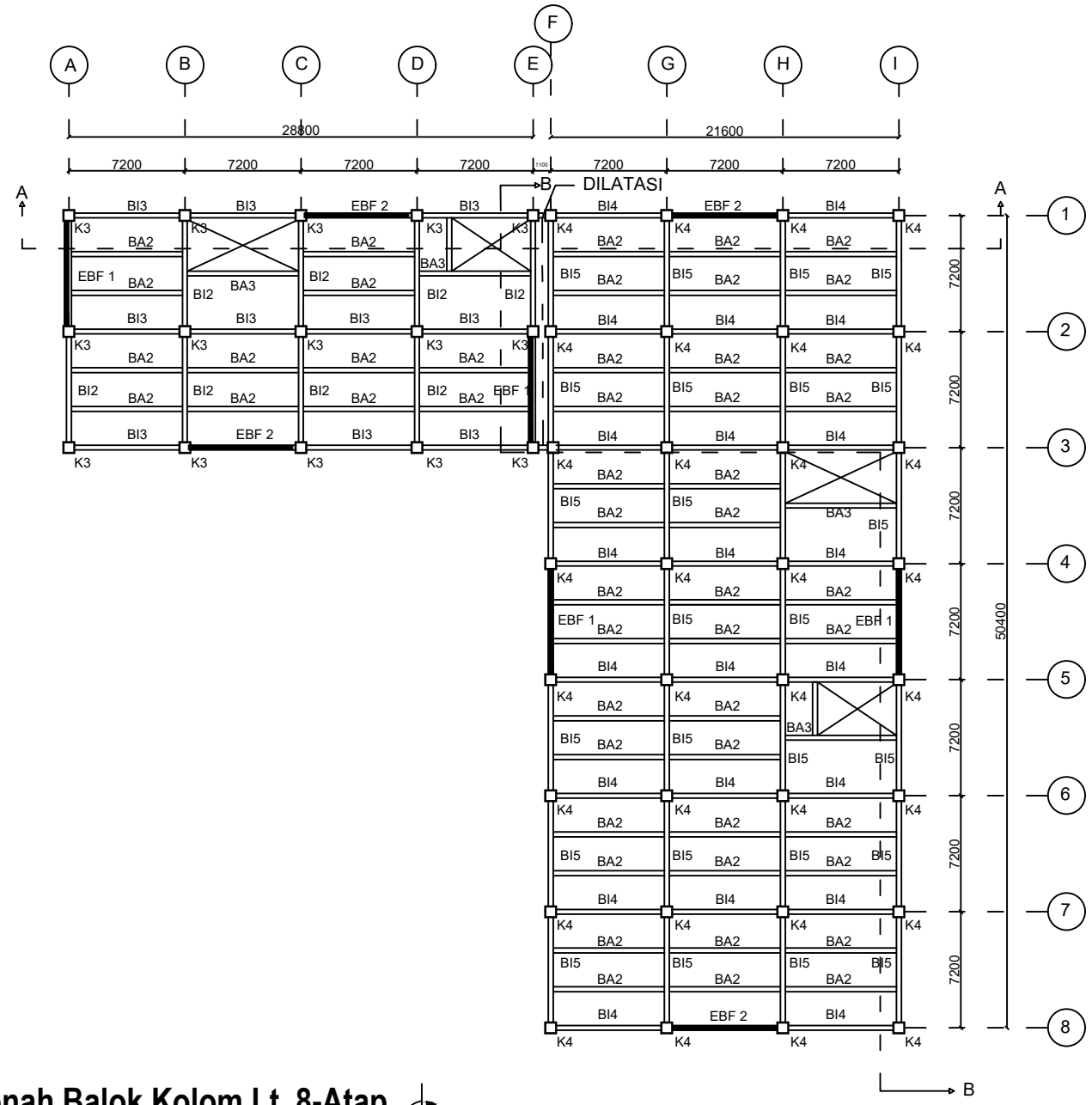
BI2 = 400x300x10x15
BI3 = 500x300x11x15
BI4 = 600x300x12x17
BI5 = 500x300x11x15
BA2 = 400x300x9x14
K2 = CFT 700x700x28
EBF = Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

Nama Gambar	Skala
Denah Balok Kolom Lantai 2-7	1 : 400

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	4	32



Denah Balok Kolom Lt. 8-Atap

SKALA 1 : 400

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

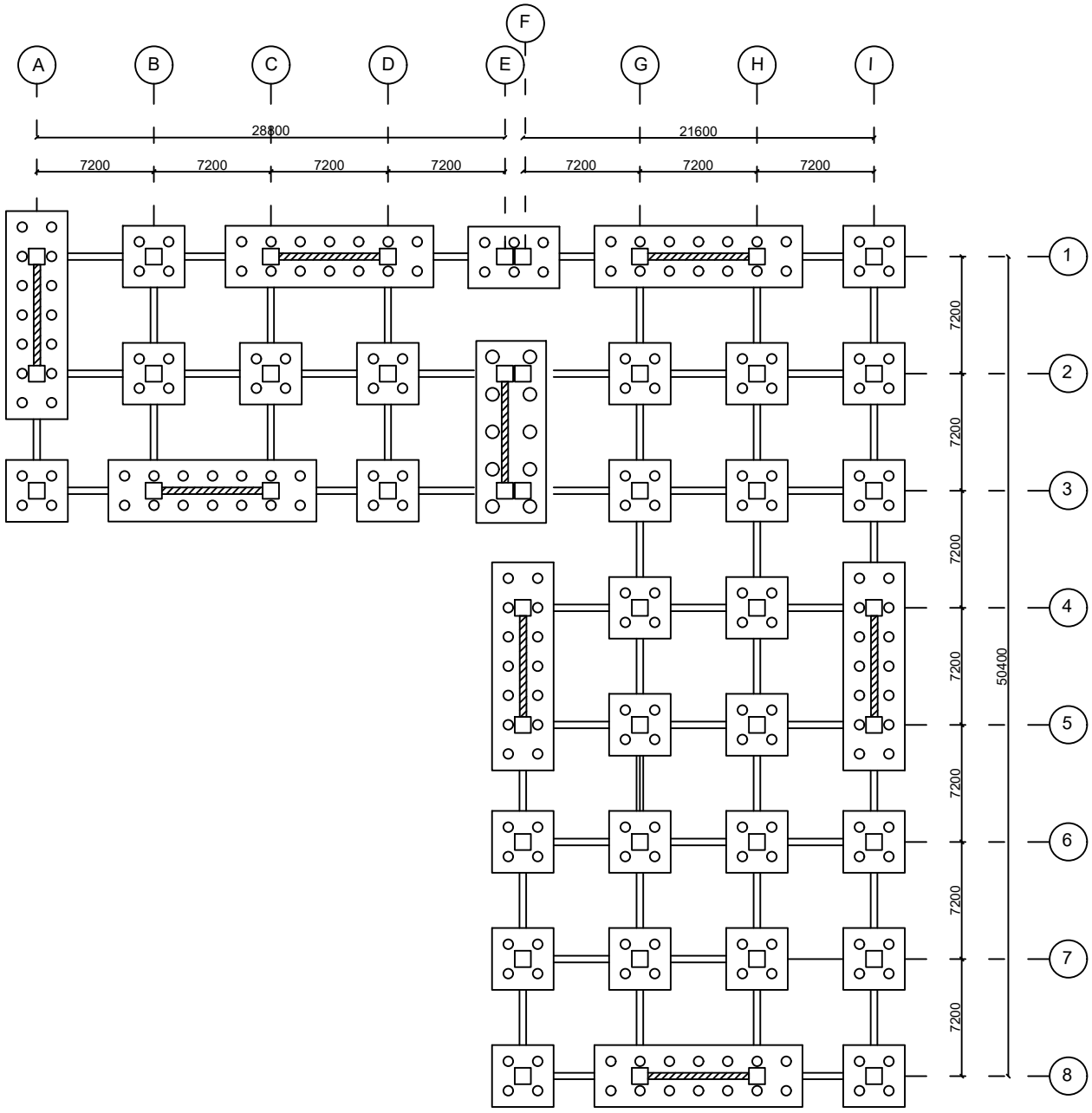
BI2 = 400x300x10x15
BI3 = 500x300x11x15
BI4 = 600x300x12x17
BI5 = 500x300x11x15
BA2 = 400x300x9x14
K3 = CFT 550x550x28
K4 = CFT 600x600x28
EBF = Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

Nama Gambar	Skala
Denah Balok Kolom Lantai 8-Atap	1 : 400

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	5	32



Denah Pondasi

SKALA 1 : 400

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

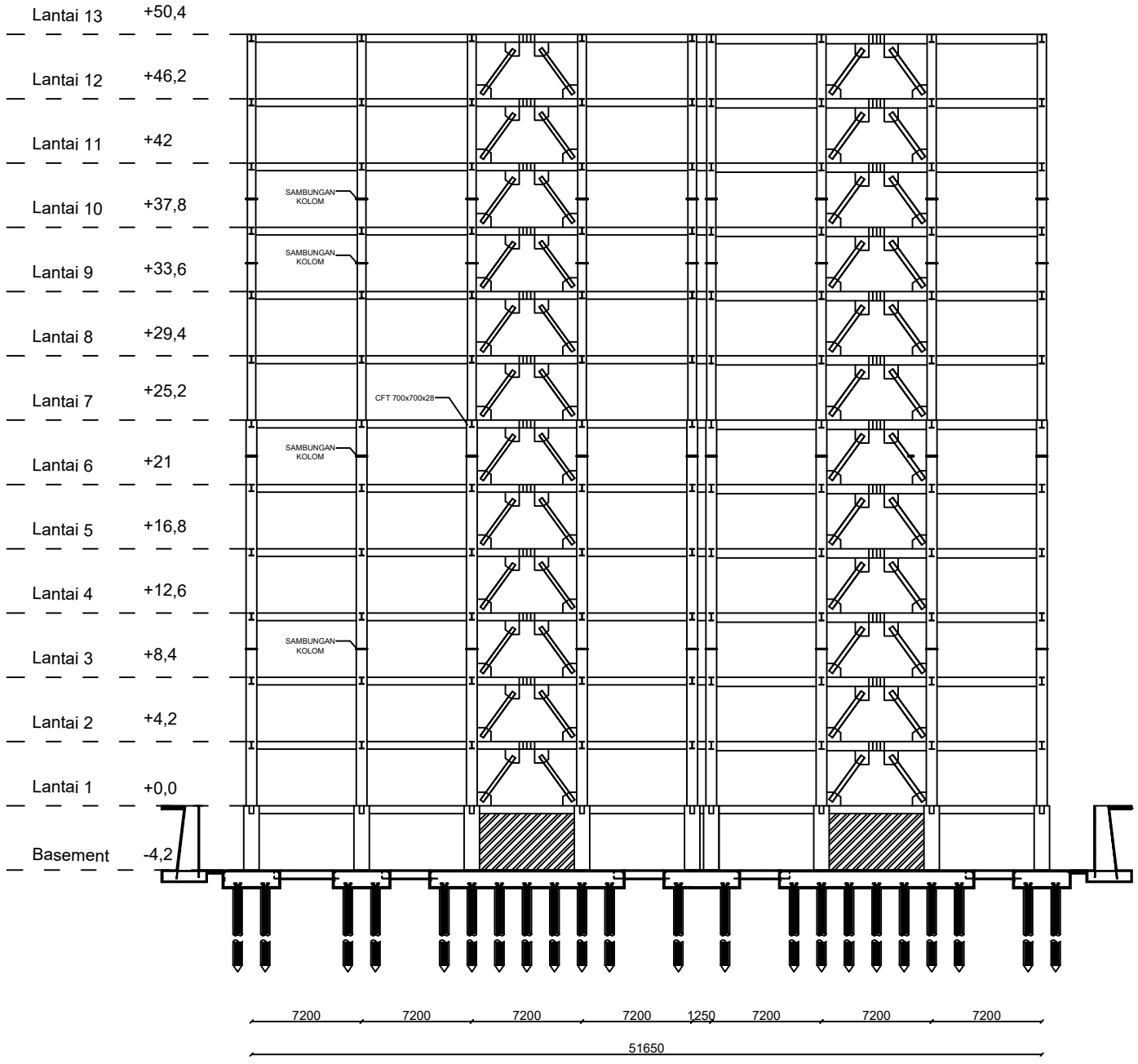
Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

Nama Gambar	Skala
Denah Pondasi	1 : 400

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	6	32



Potongan A-A

SKALA 1 : 400

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

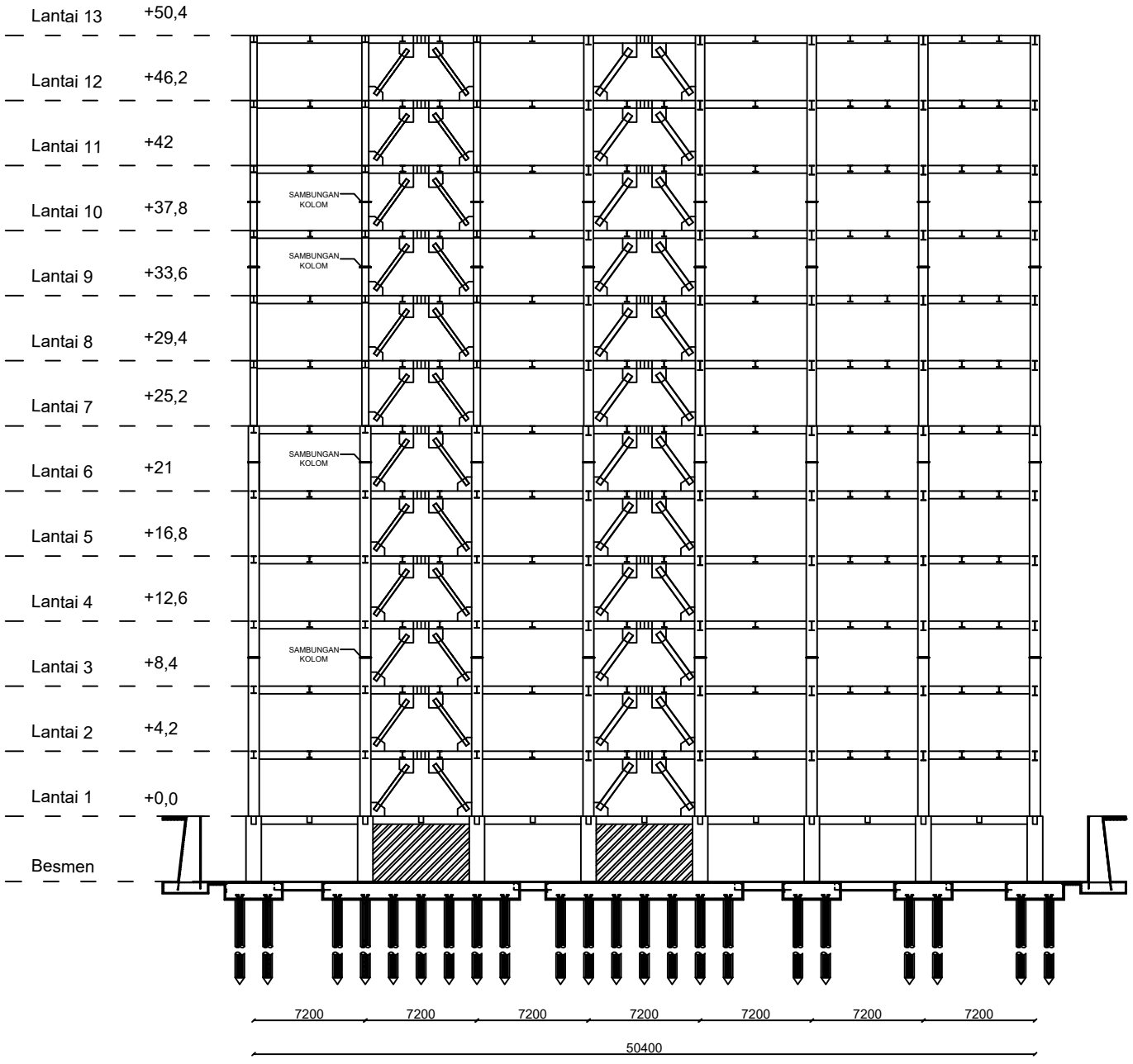
Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

Nama Gambar	Skala
Potongan A-A	1 : 400

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	7	32



Potongan B-B

SKALA 1 : 400

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

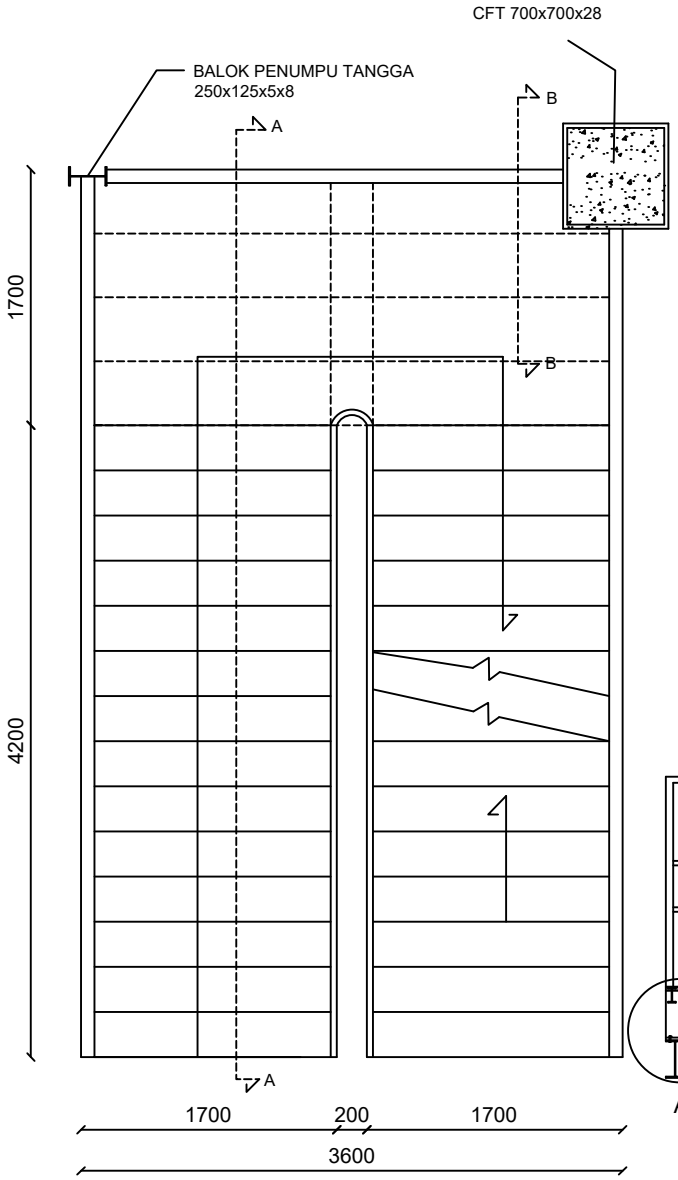
Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

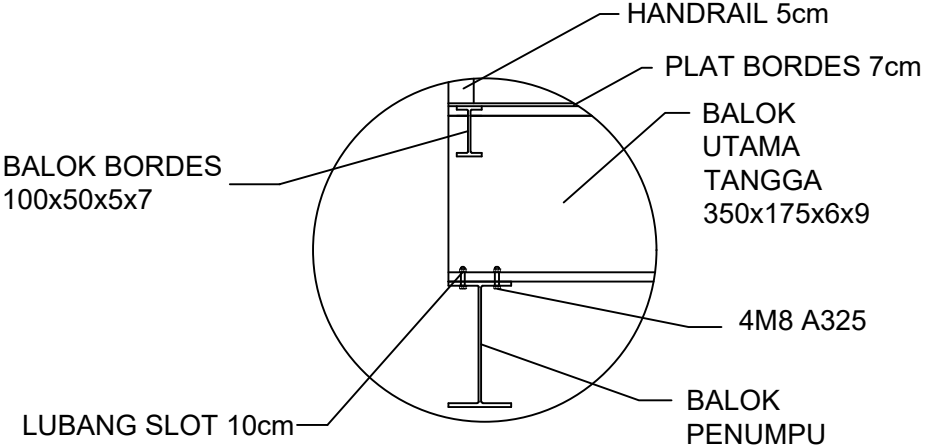
Nama Gambar	Skala
Pontongan B-B	1 : 400

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	8	32



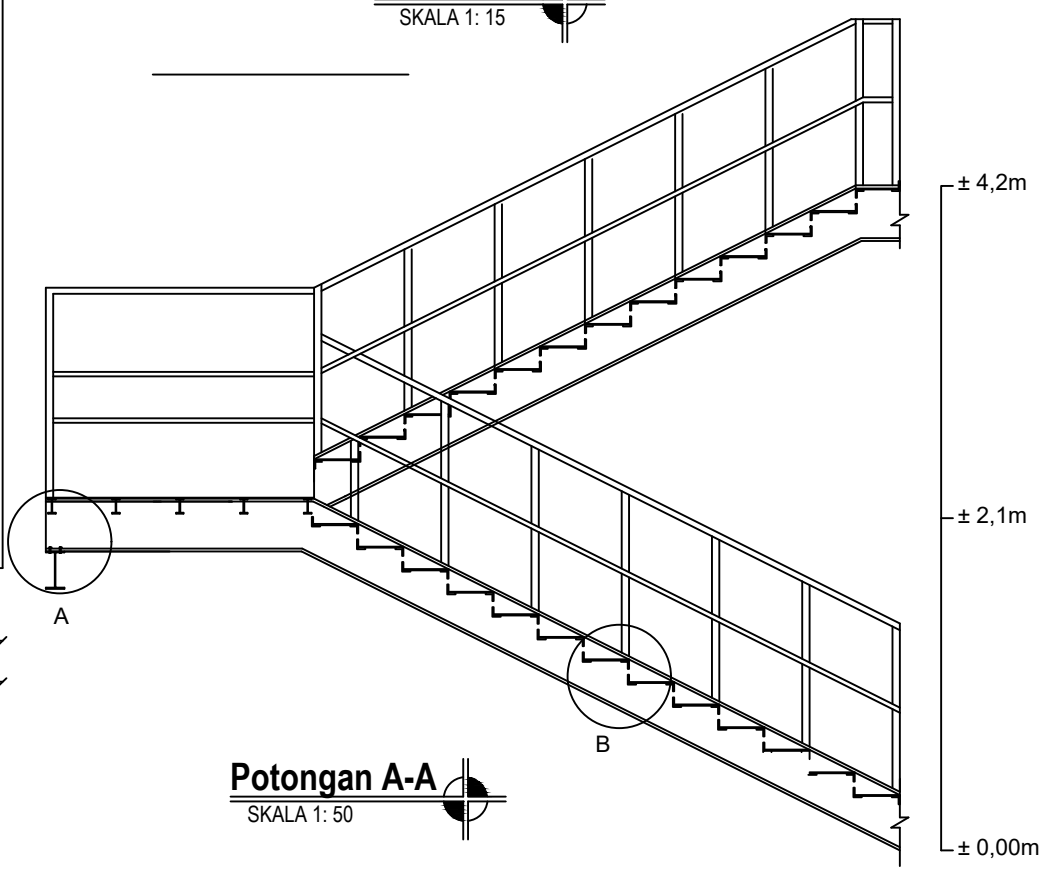
Denah Tangga

SKALA 1: 50



Detail A

SKALA 1: 15



Potongan A-A

SKALA 1: 50

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

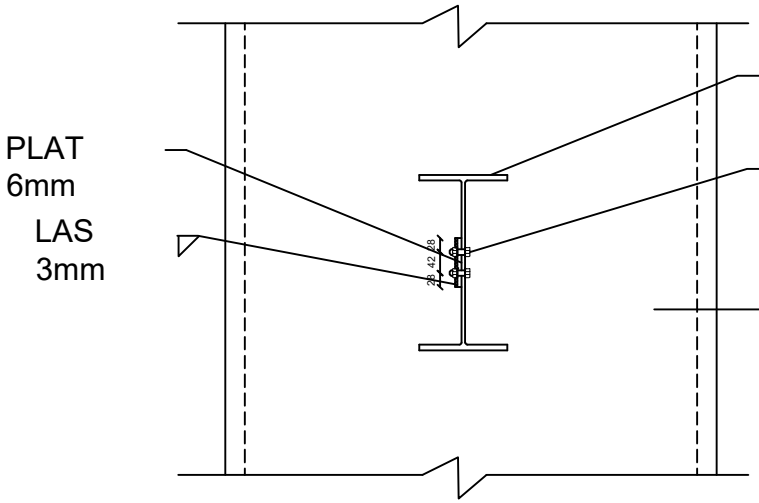
Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

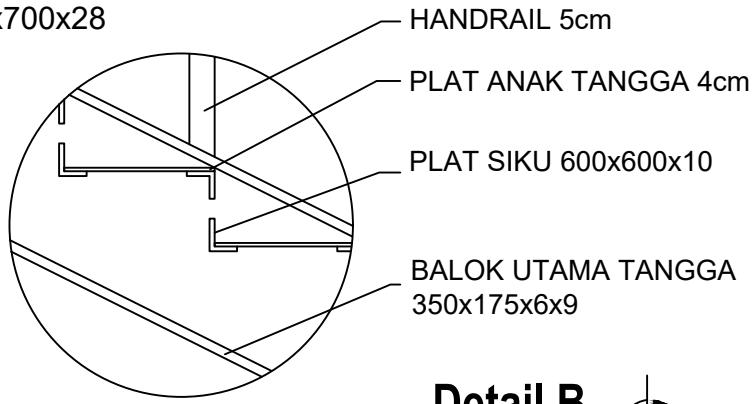
Nama Gambar	Skala
Pembalokan Tangga	1 : 50
Potongan A-A	1 : 50
Detail A-A	1 : 15

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	9	32



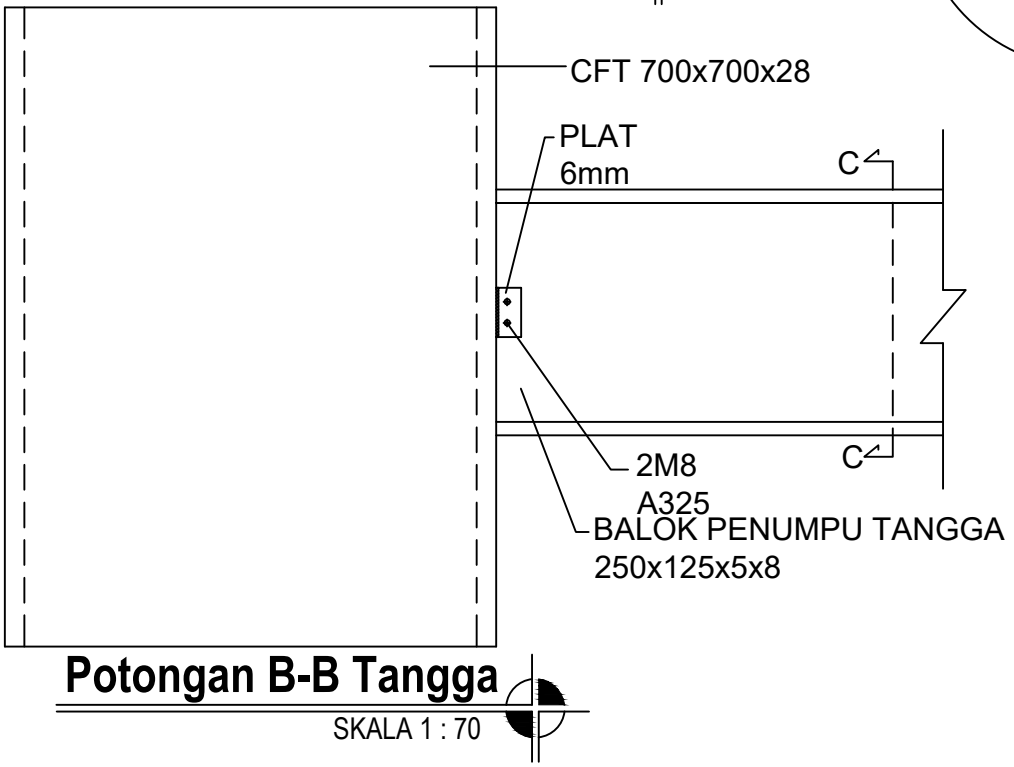
Potongan C-C Tangga

SKALA 1 : 70



Detail B

SKALA 1 : 15



Potongan B-B Tangga

SKALA 1 : 70

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

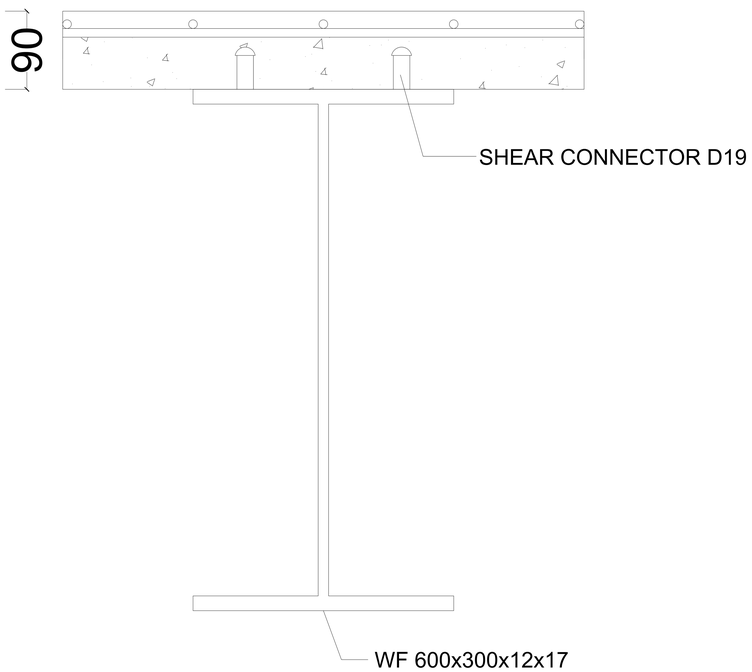
Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

Nama Gambar	Skala
Detail B	1 : 15
Potongan B-B	1 : 70
Potongan C-C	1 : 70

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	10	32

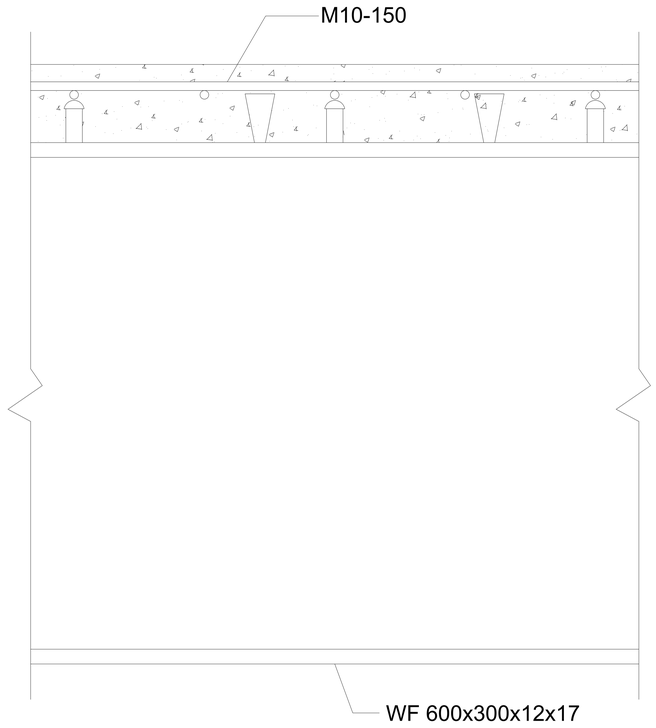
Balok Induk Melintang Tower B

SKALA 1 : 40



Potongan B-B Tower B

SKALA 1 : 10



Potongan A-A Tower B

SKALA 1 : 10

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

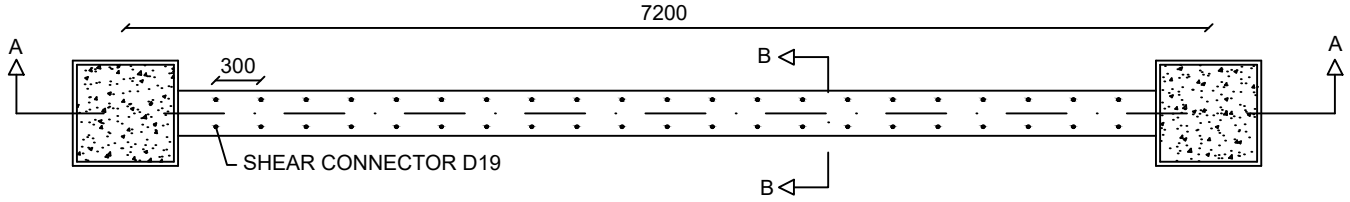
Balok Melintang Grid

Nama Mahasiswa

Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

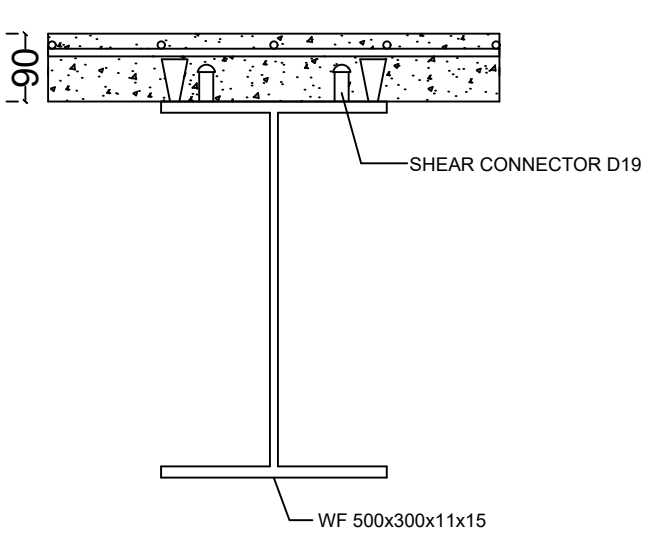
Nama Gambar	Skala
Balok Induk Melintang	1 : 40
Potongan A-A	1 : 10
Potongan B-B	1 : 10

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	11	32



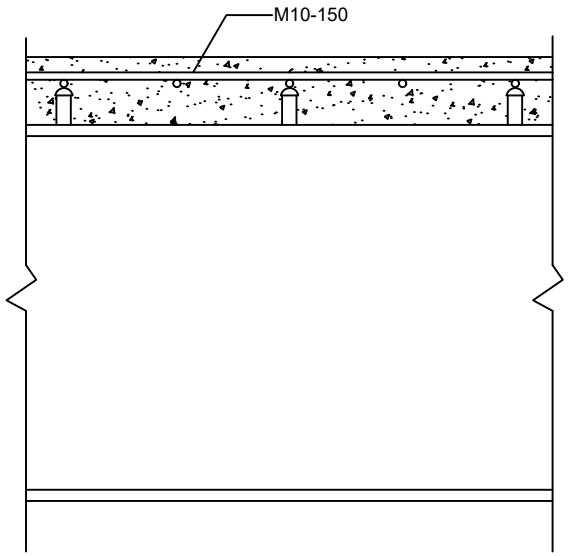
Balok Induk Memanjang Tower B

SKALA 1 : 40



Potongan B-B Tower B

SKALA 1 : 10



Potongan A-A Tower B

SKALA 1 : 10

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

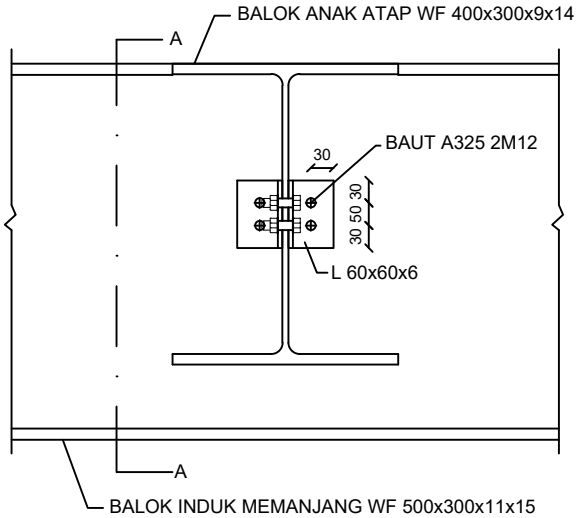
Balok Memanjang Grid

Nama Mahasiswa

Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

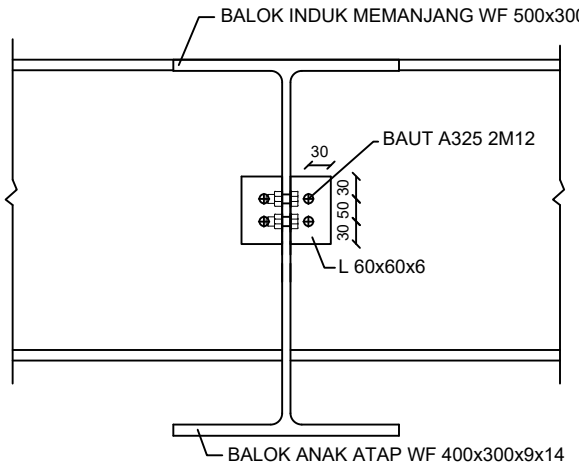
Nama Gambar	Skala
Balok Induk Memanjang	1 : 40
Potongan A-A	1 : 10
Potongan B-B	1 : 10

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	12	32



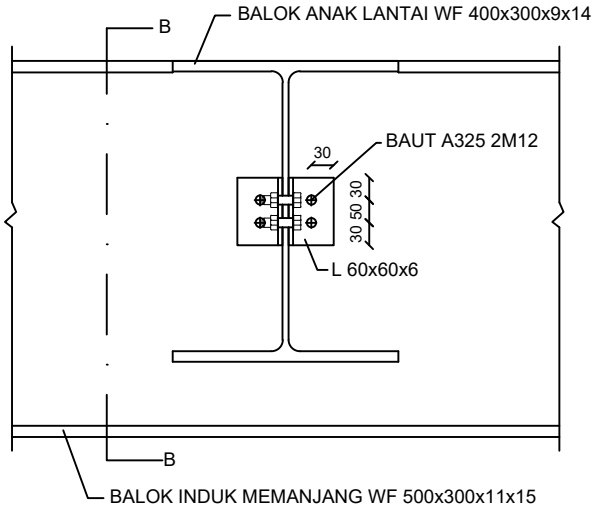
Sambungan Balok Anak Atap ke Balok Induk

SKALA 1 : 10



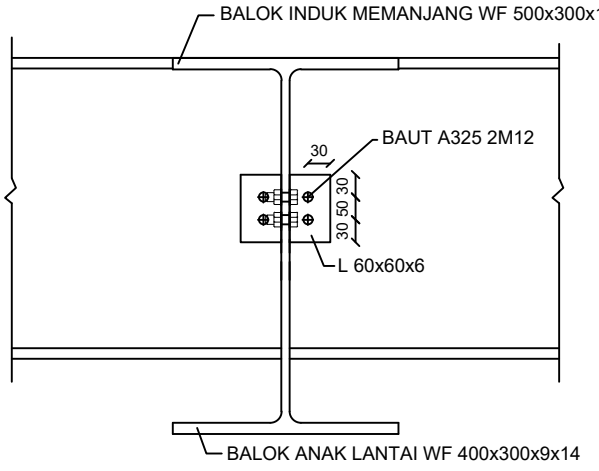
Potongan A-A

SKALA 1 : 10



Sambungan Balok Anak Lantai ke Balok Induk

SKALA 1 : 10



Potongan B-B

SKALA 1 : 10

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

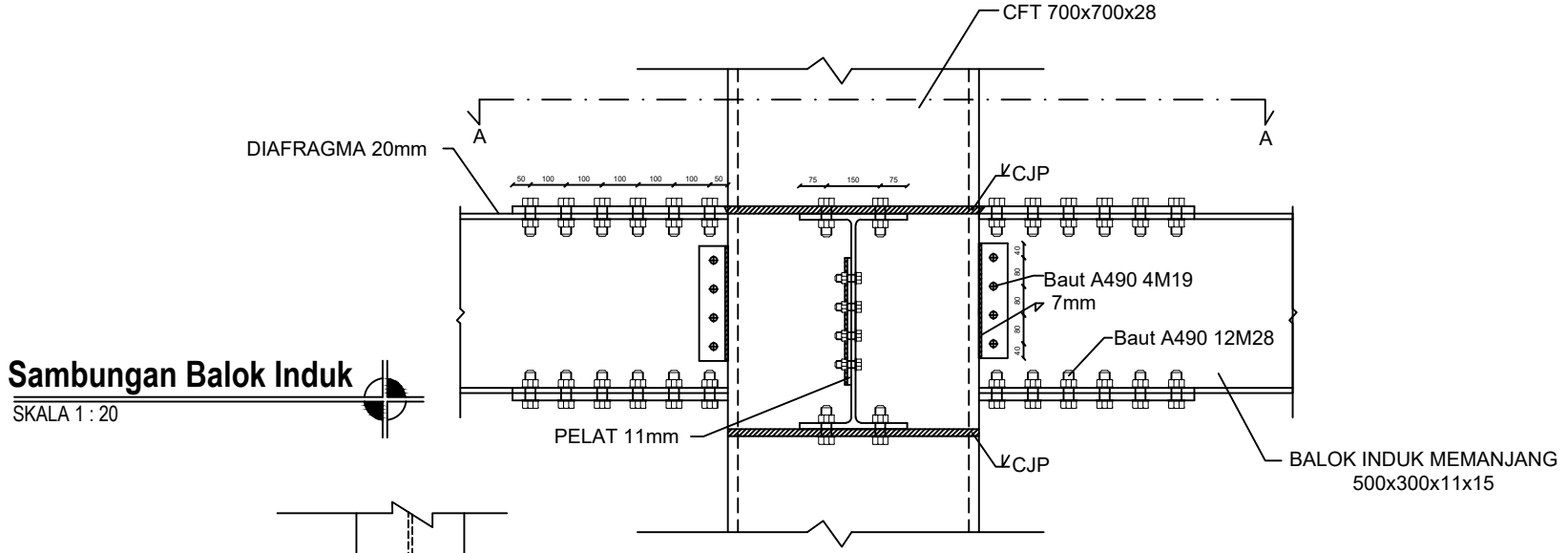
Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

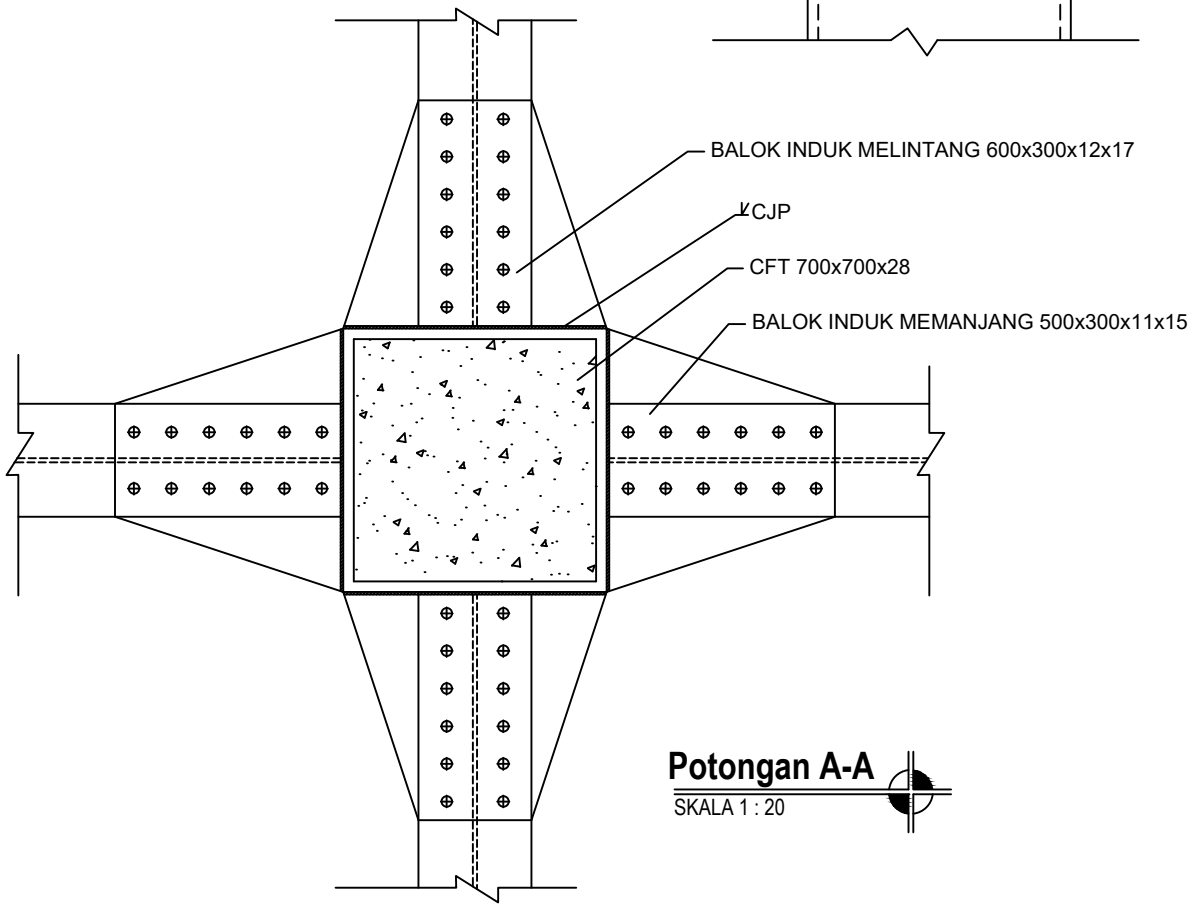
Nama Gambar	Skala
Sambungan Balok Induk	1 : 10
Sambungan Balok Induk	1 : 10
Potongan A-A	1 : 10
Potongan B-B	1 : 10

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	13	32



Sambungan Balok Induk

SKALA 1 : 20



Potongan A-A

SKALA 1 : 20

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

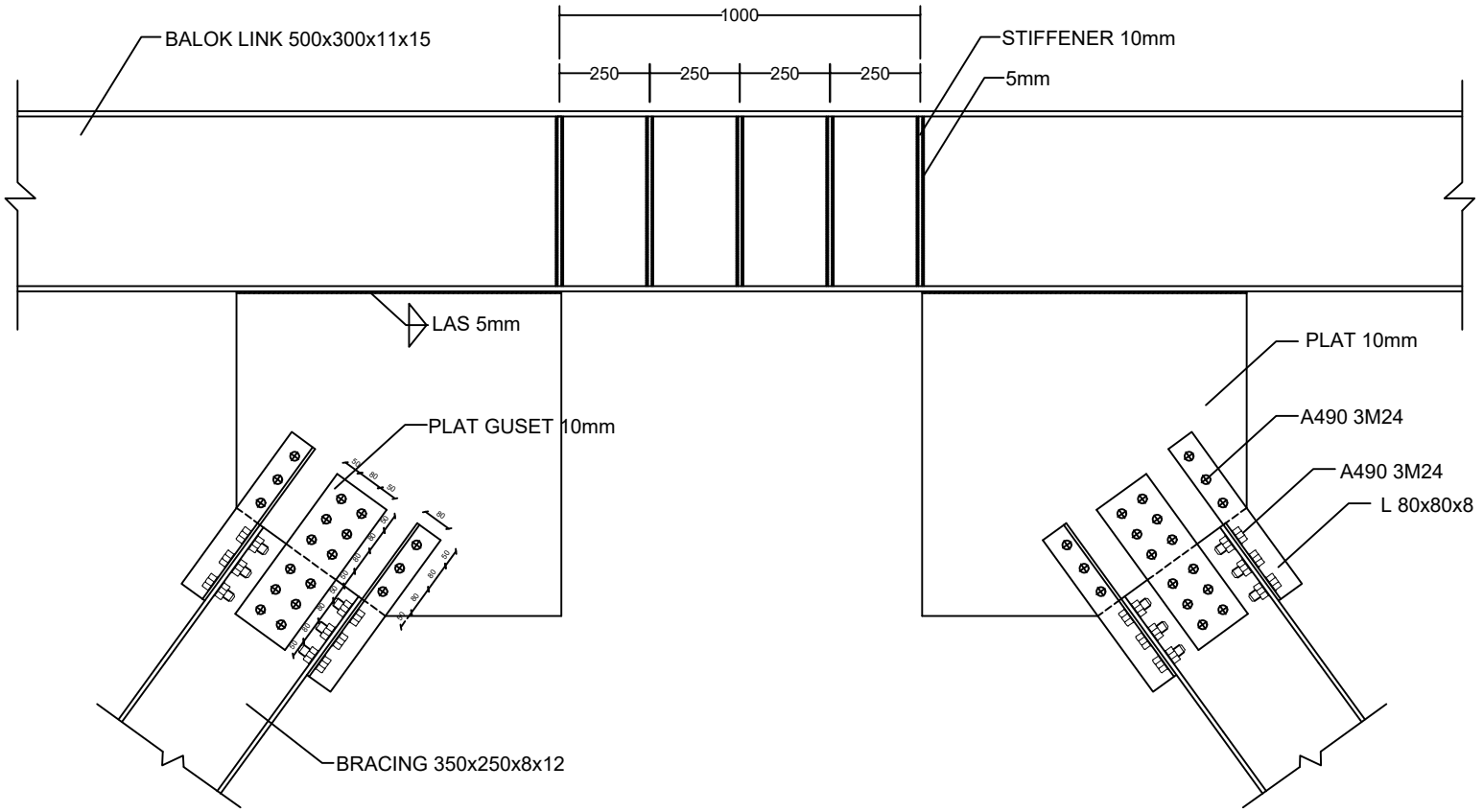
Sambungan Tower B
Mutu Las: E90xx
CJP = *Complete Joint Penetration*

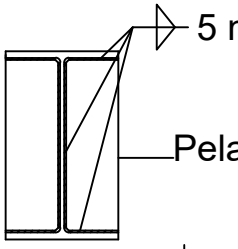
Nama Mahasiswa

Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

Nama Gambar	Skala
Sambungan Balok Induk-Kolom	1 : 20
Potongan A-A	1 : 20

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	14	32





Potongan A-A

SKALA 1 : 20

Sambungan Bresing Dengan Link

SKALA 1 : 20

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

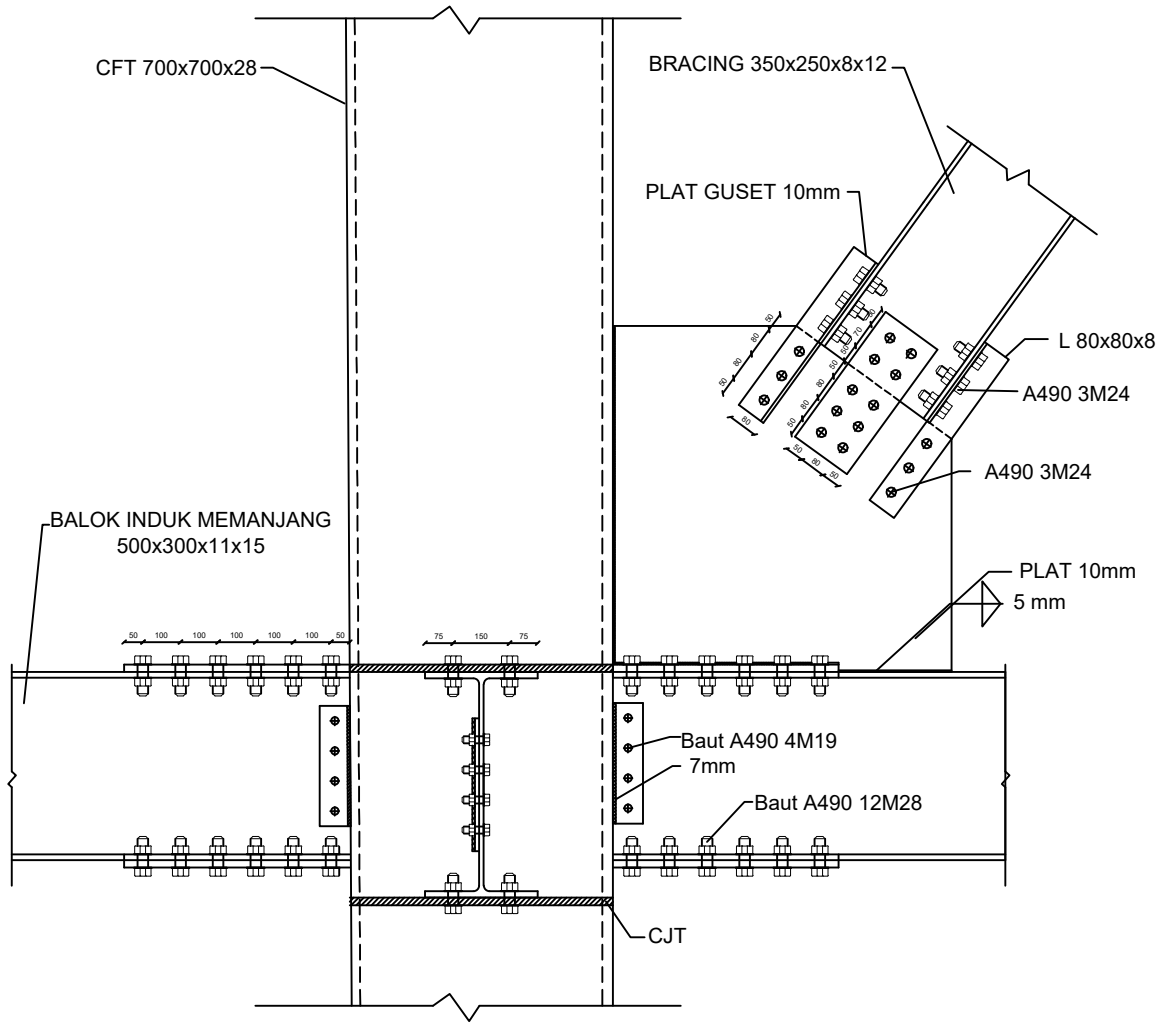
Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

Nama Gambar	Skala
Sambungan Bresing dengan Link	1 : 20
Potongan A-A	1 : 20

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	15	32



Sambungan Bracing Dengan Balok Kolom

SKALA 1 : 20

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

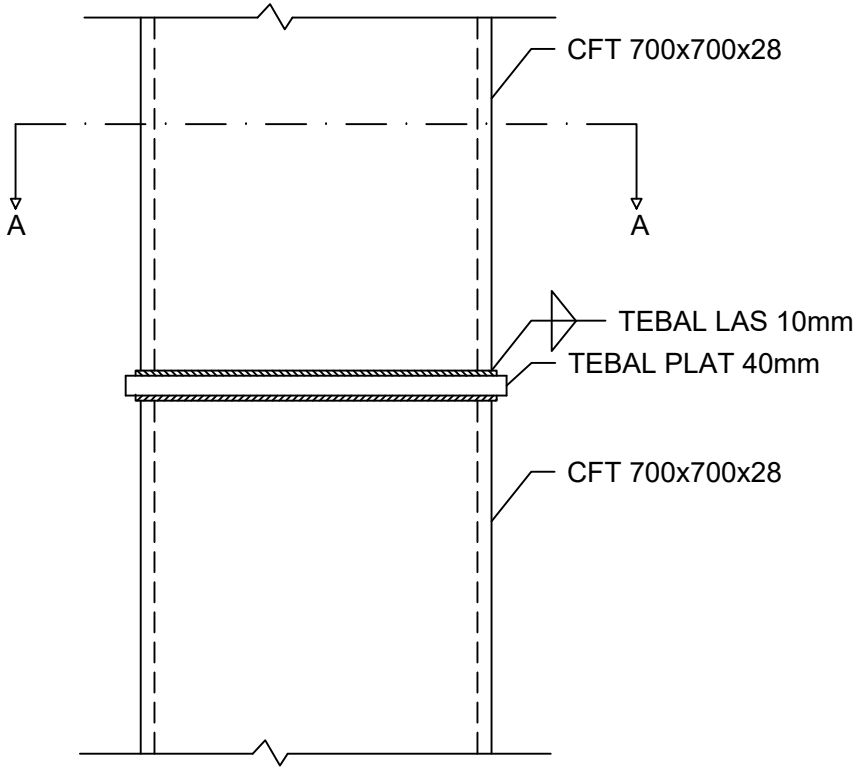
Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

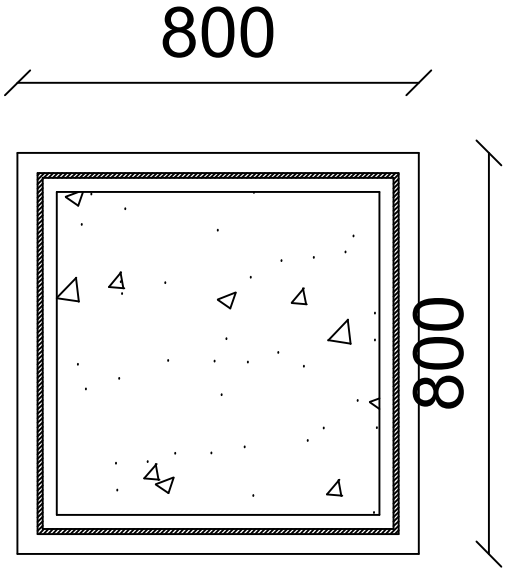
Nama Gambar	Skala
Sambungan Bresing dengan Balok dan Kolom	1 : 20

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	16	32



Sambungan Antar Kolom

SKALA 1 : 15



Potongan A-A

SKALA 1 : 15

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

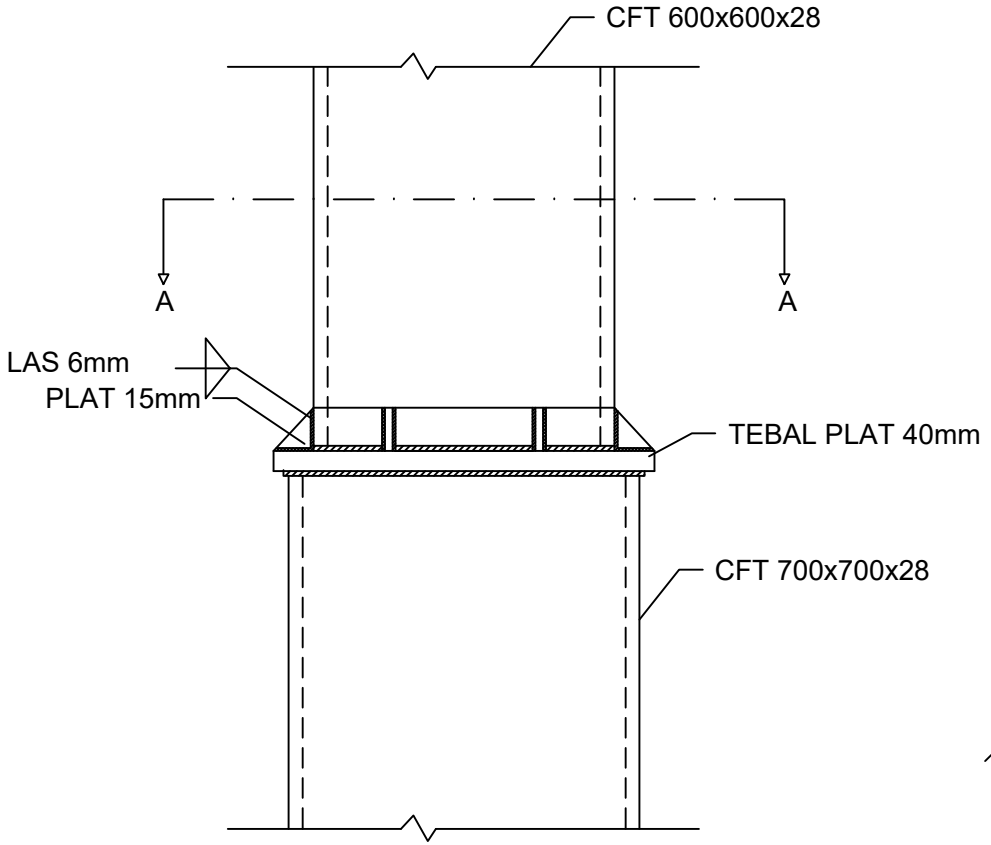
Keterangan

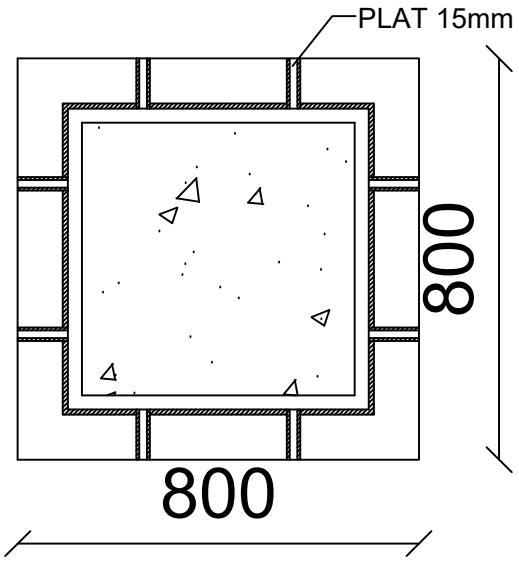
Nama Mahasiswa

Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

Nama Gambar	Skala
Sambungan Antar Kolom	1 : 15
Potongan A-A	1 : 15

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	17	32





Sambungan Antar Kolom

SKALA 1 : 15

Potongan A-A

SKALA 1 : 15

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

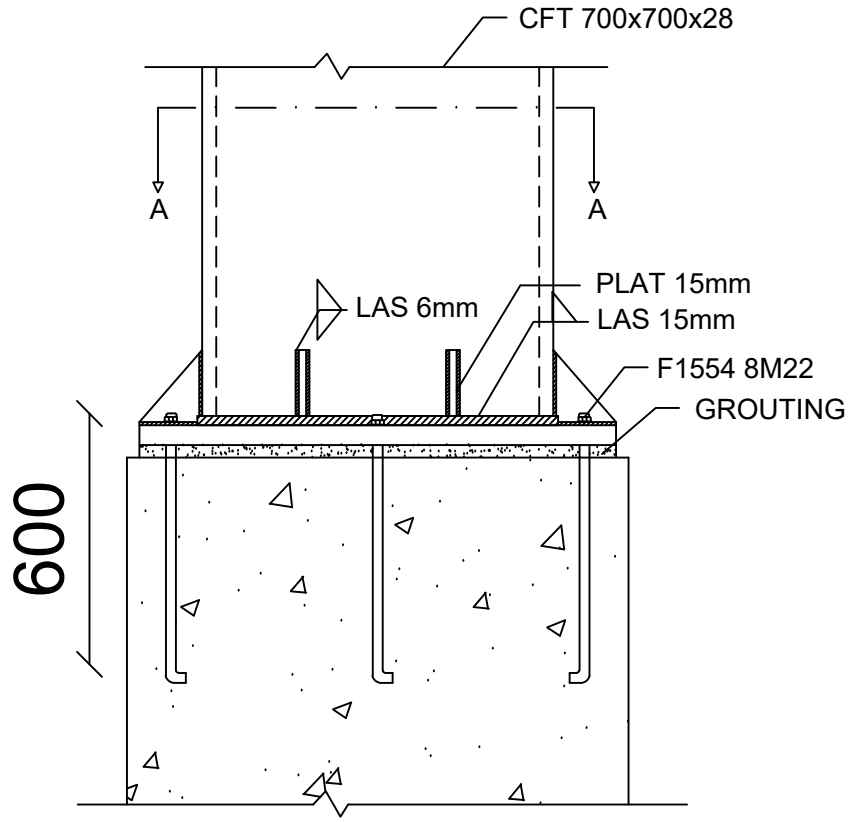
Keterangan

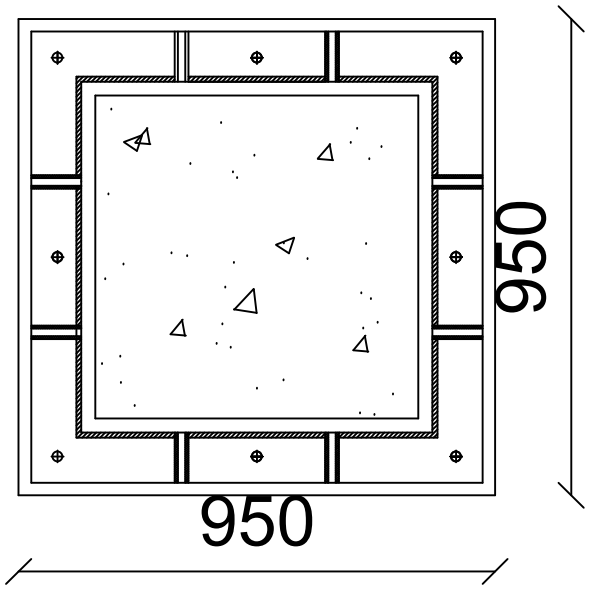
Nama Mahasiswa

Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

Nama Gambar	Skala
Sambungan Antar Kolom	1 : 15
Potongan A-A	1 : 15

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	18	32





Baseplate

SKALA 1 : 15

Potongan A-A

SKALA 1 : 15

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

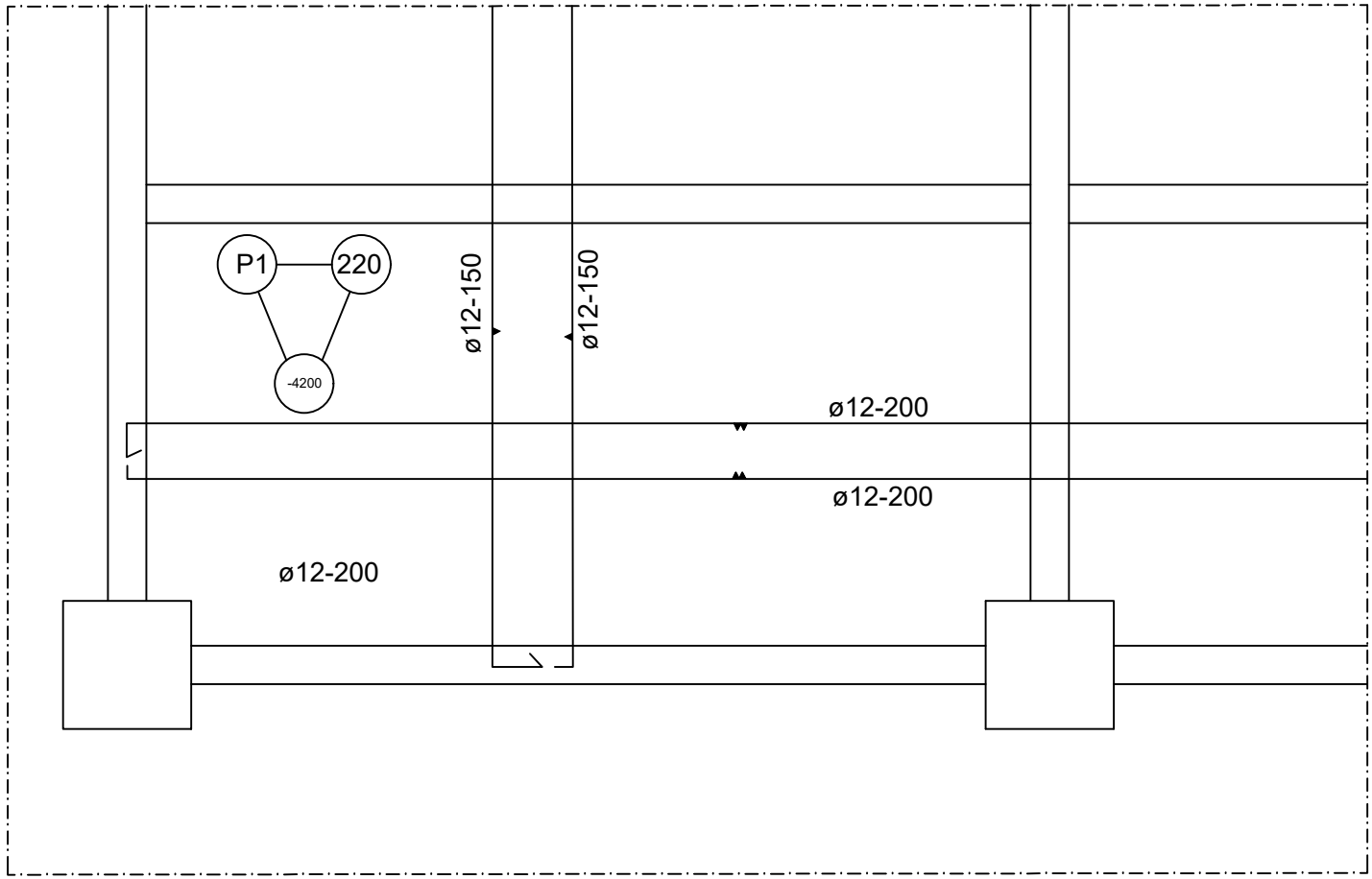
Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

Nama Gambar	Skala
Baseplate	1 : 15
Potongan A-A	1 : 15

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	19	32



Detail Pelat P1

SKALA 1 : 50

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

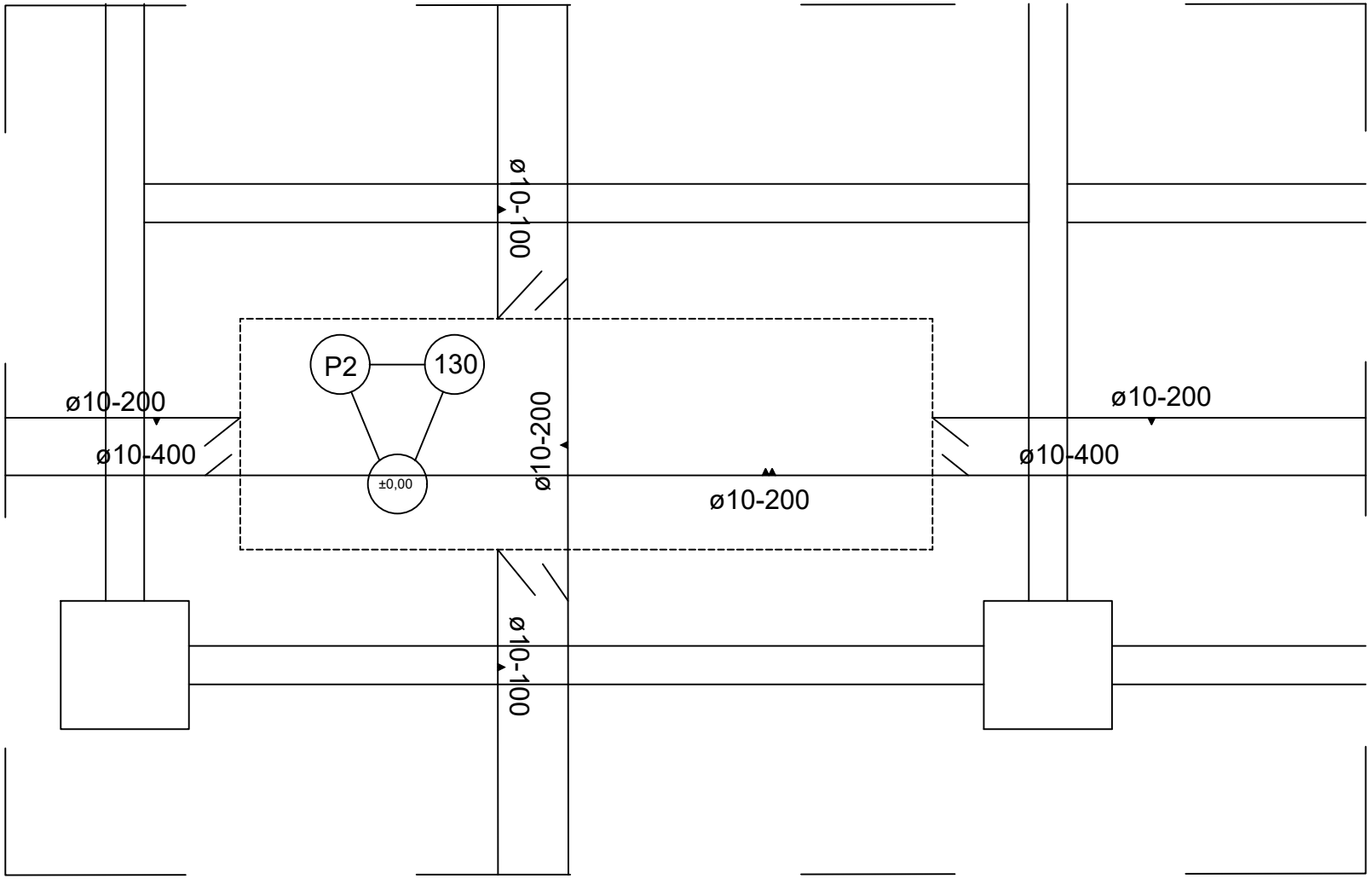
Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

Nama Gambar	Skala
Detail Pelat P1	1 : 50

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	20	32



Detail Pelat P2

SKALA 1 : 50

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

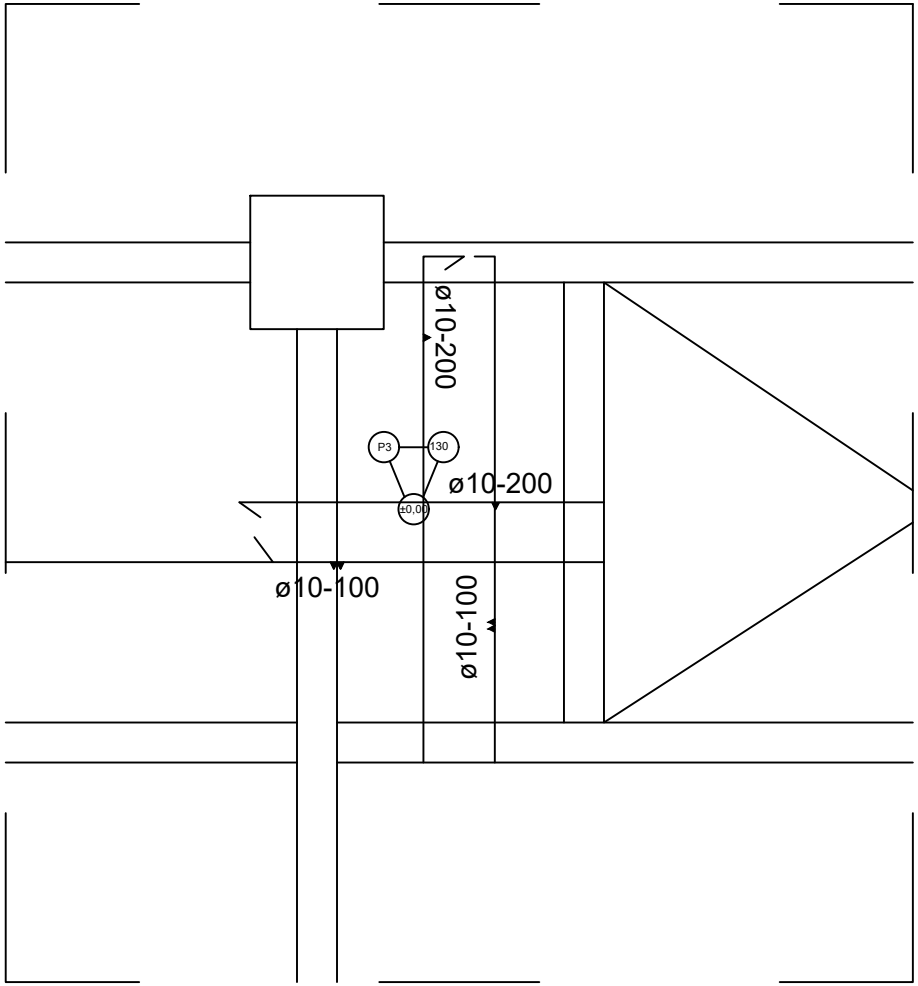
Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

Nama Gambar	Skala
Detail Pelat P2	1 : 50

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	21	32



Detail Pelat P3

SKALA 1 : 50

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

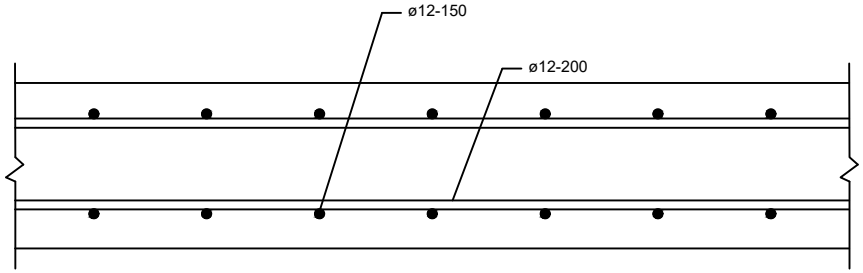
Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

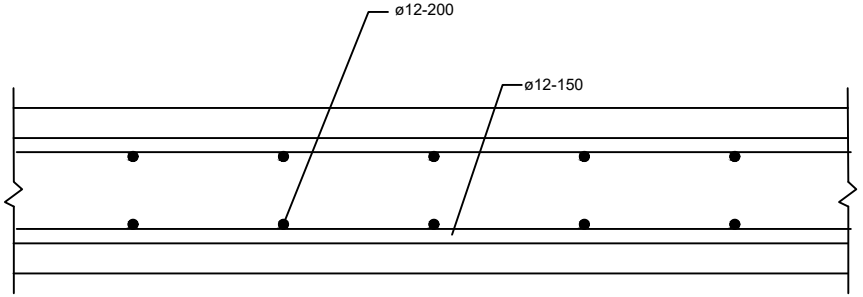
Nama Gambar	Skala
Detail Pelat P3	1 : 50

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	22	32



Potongan Pelat P1 Arah Y

SKALA 1 : 10



Potongan Pelat P1 Arah X

SKALA 1 : 10

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

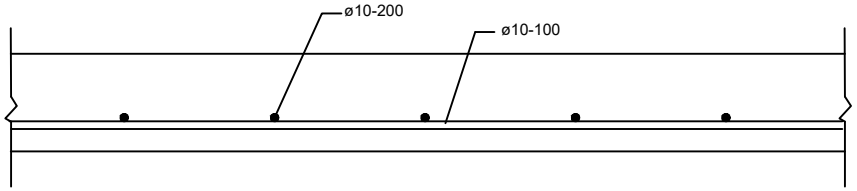
Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

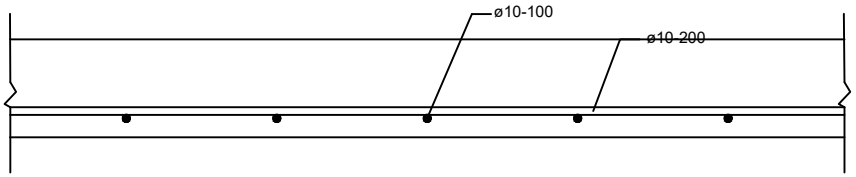
Nama Gambar	Skala
Potongan Pelat P1	1:10

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	23	32



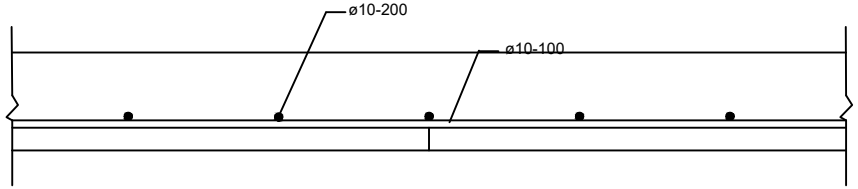
Potongan Pelat P2 Arah Y

SKALA 1 : 10



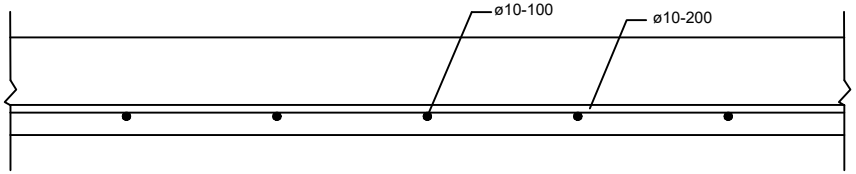
Potongan Pelat P2 Arah X

SKALA 1 : 10



Potongan Pelat P3 Arah X

SKALA 1 : 10



Potongan Pelat P3 Arah Y

SKALA 1 : 10

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

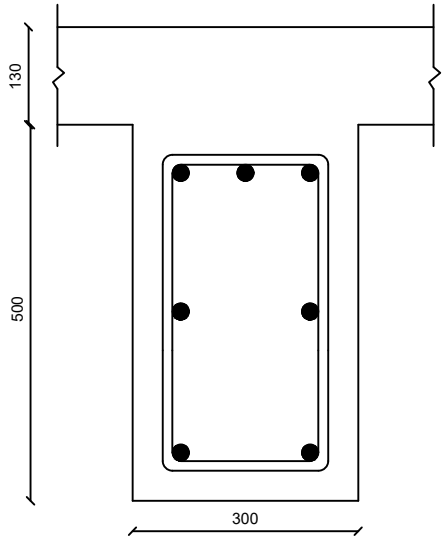
Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

Nama Gambar	Skala
Potongan Pelat P2	1:10
Potongan Pelat P3	1:10

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	24	32

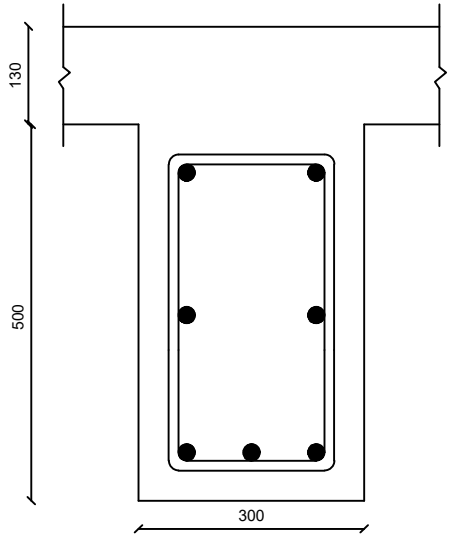
Balok Induk BI1

Tumpuan



Tulangan Negatif	3D28
Tulangan Positif	2D28
Tulangan Sengkang	D13 - 100mm

Lapangan



Tulangan Negatif	2D28
Tulangan Positif	3D28
Tulangan Sengkang	D13 - 300mm

Penulangan Balok Induk BI1
SKALA 1 : 5

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

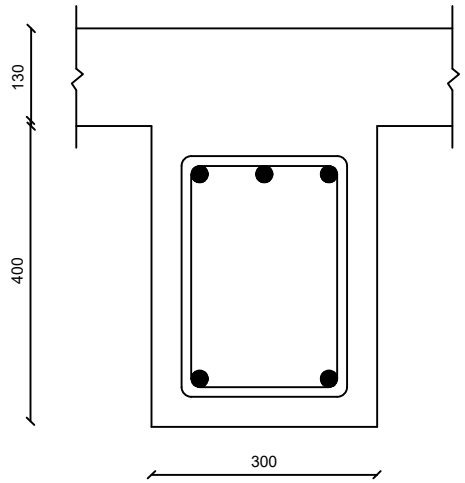
Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

Nama Gambar	Skala
Penulangan Balok Anak BI1	1:5

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	25	32

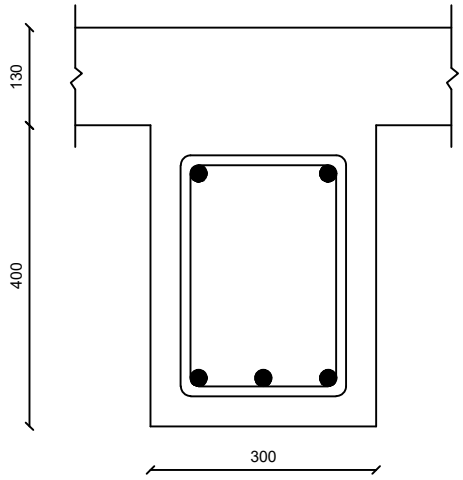
Balok Anak BA1

Tumpuan



Tulangan Negatif	**3D22**
Tulangan Positif	**2D22**
Tulangan Sengkang	**D13 - 100mm**

Lapangan



Tulangan Negatif	**2D22**
Tulangan Positif	**3D22**
Tulangan Sengkang	**D13 - 200mm**

Penulangan Balok Anak BA1
SKALA 1 : 5

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

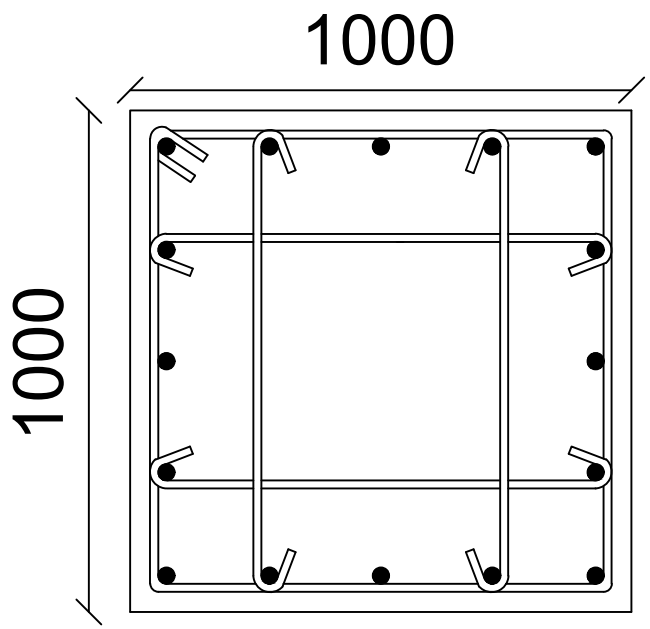
Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

Nama Gambar	Skala
Penulangan Balok Anak BA1	1:5

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	26	32

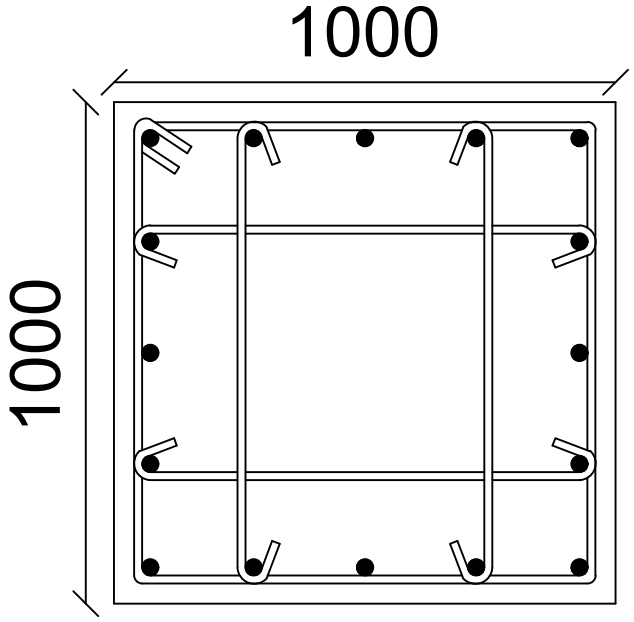
Kolom

Tumpuan



Tulangan Longitudinal	**16D32**
Tulangan Sengkang	**4D16-100mm**

Lapangan



Tulangan Longitudinal	**16D32**
Tulangan Sengkang	**4D16-150mm**

Penulangan Kolom
SKALA 1 : 15

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

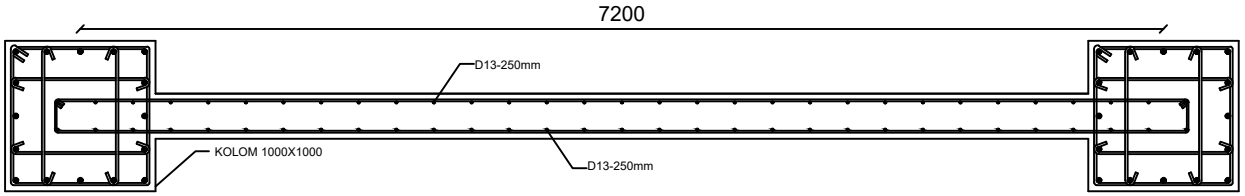
Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

Nama Gambar	Skala
Penulangan Kolom Beton	1:15

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	28	32



Detail Shearwall

SKALA 1 : 50

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

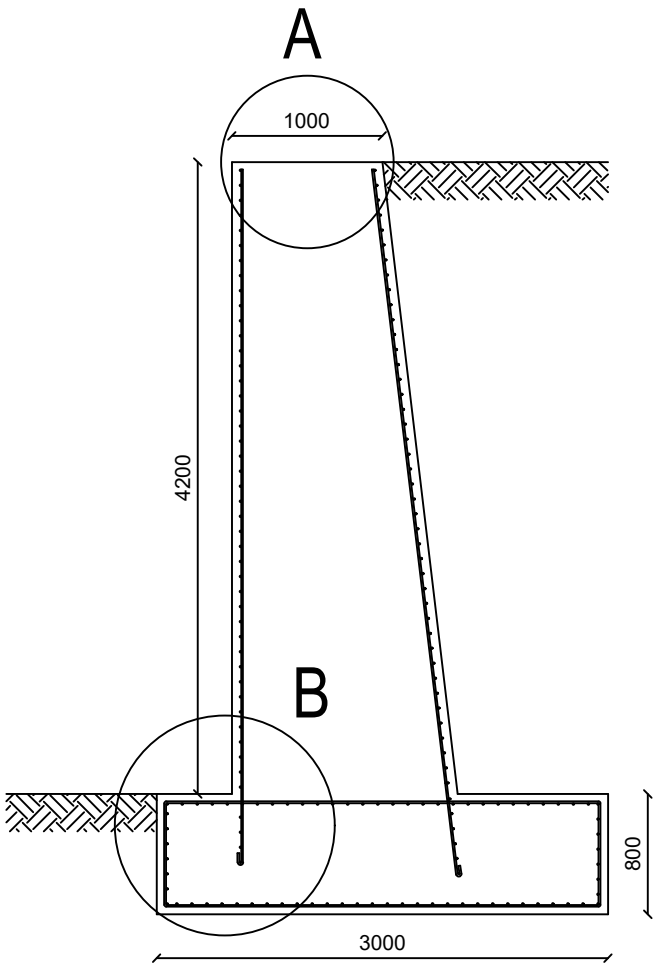
Keterangan

Nama Mahasiswa

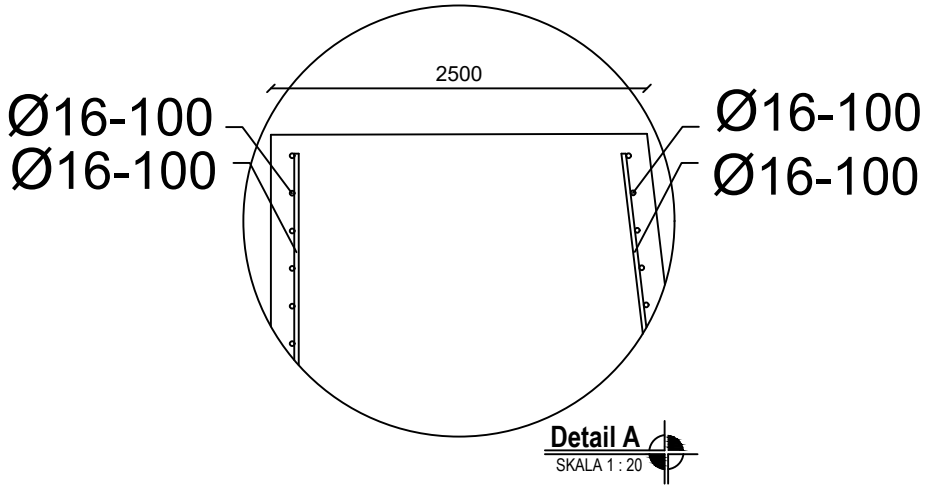
Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

Nama Gambar	Skala
Detail Shear Wall	1 : 50

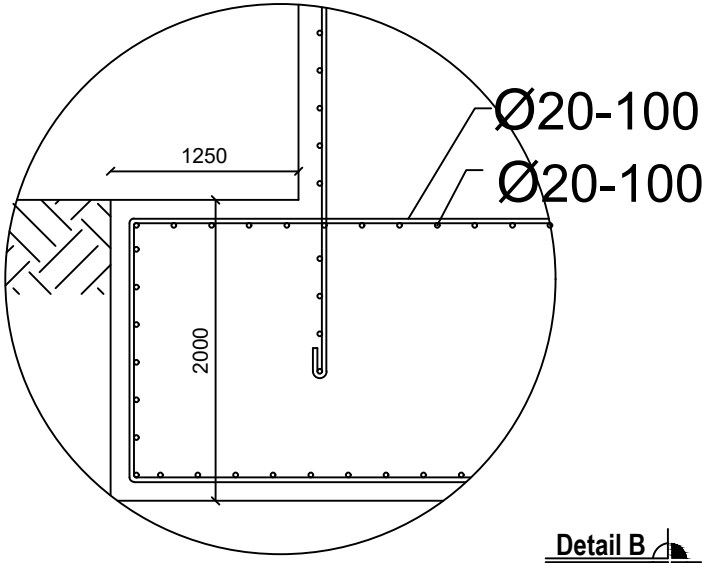
Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	29	32



Dinding Penahan Tanah
SKALA 1 : 50



Detail A
SKALA 1 : 20



Detail B
SKALA 1 : 20

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

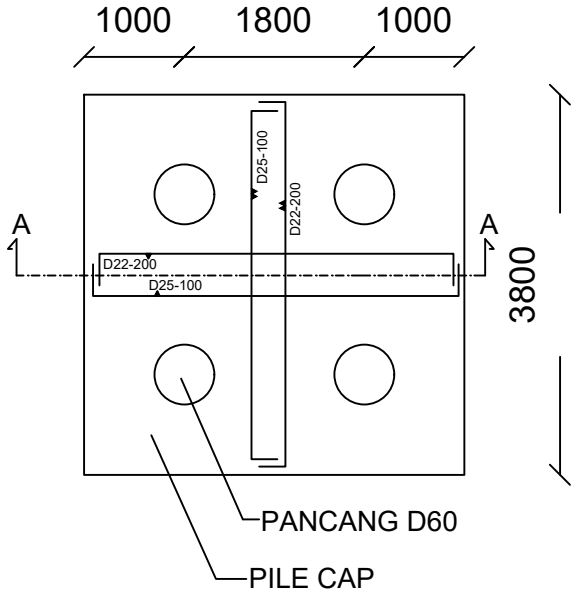
Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

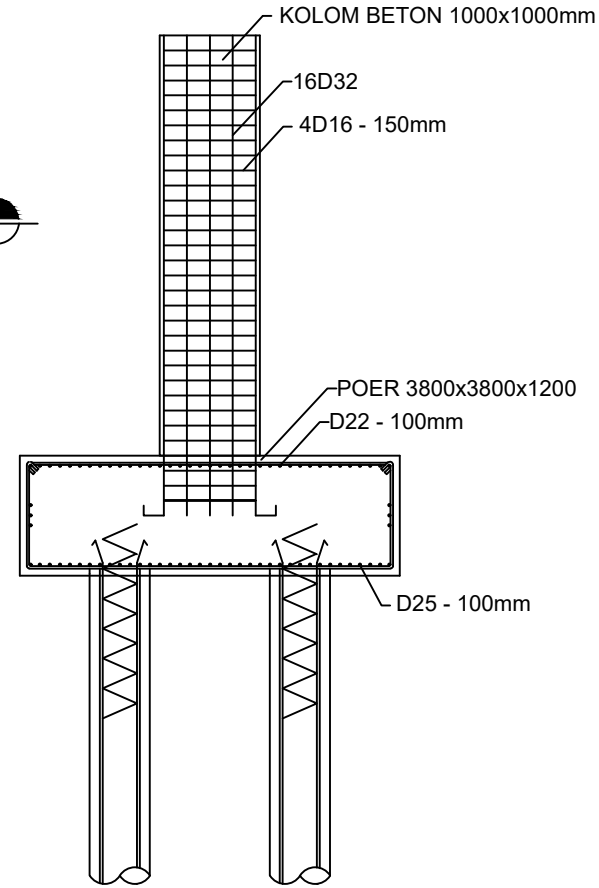
Nama Gambar	Skala
Dinding Penahan Tahan	1 : 50
Detail A	1 : 20
Detail B	1 : 20

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	30	32



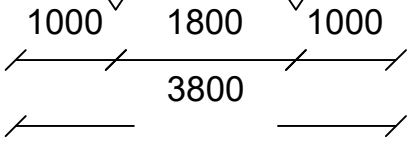
Detail Pondasi 1

SKALA 1 : 75



Potongan A-A

SKALA 1 : 75



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

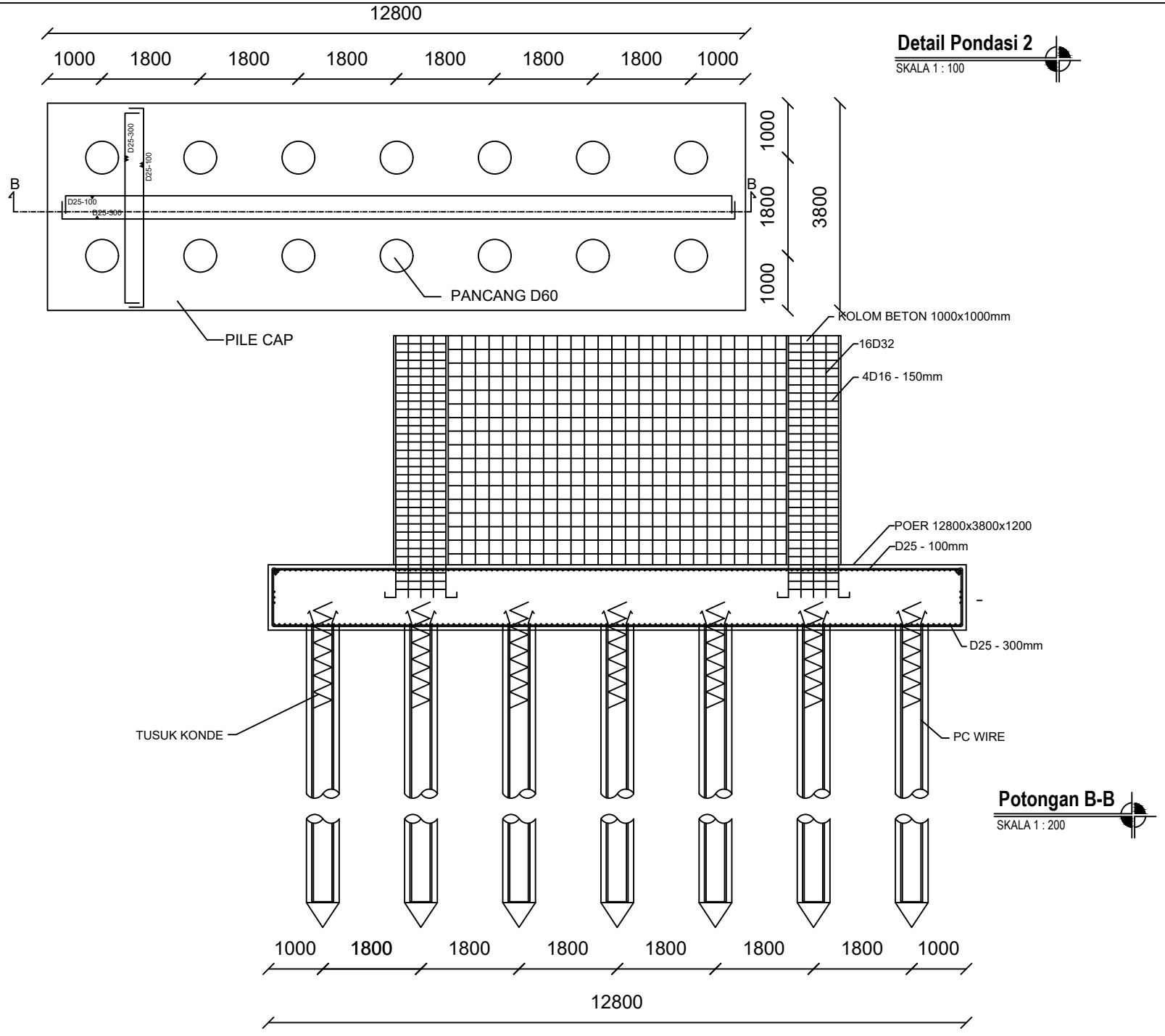
Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

Nama Gambar	Skala
Potongan A-A	1 : 75
Detail Pondasi 1	1 : 75

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	31	32



Detail Pondasi 2
SKALA 1 : 100

Potongan B-B
SKALA 1 : 200

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRONIKA NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Rozzaaq Wijaya
03111440000144

Nama Gambar	Skala
Potongan B-B	1 : 200
Detail Pondasi 2	1 : 200

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	32	32

BIODATA PENULIS

Penulis memiliki nama lengkap Muhammad Rozzaaq Wijaya. Lahir di Surabaya pada tanggal 19 Juni 1996. Penulis menempuh pendidikan SD Sidotopo Wetan IV, SMP Negeri 37 Surabaya, dan SMA Negeri 3 Surabaya. Setelah lulus dari SMA Negeri 3 Surabaya penulis mengikuti Program Kemitraan dan Mandiri (PKM) dan diterima di Jurusan Teknik Sipil FTSP-Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya pada tahun 2014.

Di Jurusan Teknik Sipil, penulis mengambil judul Tugas Akhir di bidang Struktur-Baja. Pada masa perkuliahan penulis aktif dalam berorganisasi di bidang kemahasiswaan. Penulis menjadi Anggota Himpunan Mahasiswa Sipil (HMS) FTSP-ITS. Penulis dapat dihubungi melalui *email* rozzaaqwijaya@gmail.com.